

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JOÃO VITOR MONTIPÓ

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DE IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE
DETENÇÃO PARA REDUÇÃO DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL NA BACIA
ARROIO BARRACÃO, EM GUAPORÉ/RS**

BENTO GONÇALVES

2021

JOÃO VITOR MONTIPÓ

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DE IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE
DETENÇÃO PARA REDUÇÃO DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL NA BACIA
ARROIO BARRAÇÃO, EM GUAPORÉ/RS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul (UCS).

Orientador: Dr. Taison Anderson Bortolin.

BENTO GONÇALVES

2021

RESUMO

O crescente processo de desenvolvimento urbano vem aumentando consideravelmente a taxa de ocupação em áreas urbanas no município de Guaporé/RS. Este processo traz consigo mudanças que afetam diretamente o ciclo hidrológico, causando impactos na bacia hidrográfica como o aumento das vazões de pico e escoamento superficial e conseqüentemente afetando a população com a ocorrência de enchentes. Estas inundações evidenciam a carência dos sistemas de drenagem existentes no local, que causam o extravasamento do canal, relacionado a crescente impermeabilização do solo. A implantação de medidas estruturantes e estruturais tende a amortecer estes picos de vazões e escoamentos e evitar transbordamentos. O presente trabalho visou avaliar as condições locais da bacia hidrográfica do Arroio Barracão, onde foi realizada a caracterização da bacia, cálculo dos parâmetros fisiográficos, verificação e determinação de coeficientes de uso e ocupação do solo, adoção da relação IDF e equação da curva-chave, calibração e validação de modelo hidrológico utilizando o método SCS-CN para cálculo do hidrograma unitário e hietograma de projeto e transportando os dados para o *software* HEC-HMS e, por fim, construindo cenários que fossem capazes de representar o comportamento da bacia hidrográfica em fases de pré-urbanização, pós-urbanização, projeção futura e sua respectiva resposta de amortecimento de vazão mediante a inserção de 3 reservatórios de detenção. Os resultados comprovaram a influência da intensificação da urbanização nos processos de incremento de vazões de pico. Em contrapartida, a inserção dos reservatórios de detenção conseguiu amortecer uma vazão de 58,2 m³/s gerando uma redução de 15% quando comparada as vazões de pico em fase anterior a urbanização na região para um período de retorno de 50 anos, assim atingindo o objetivo proposto pelo estudo.

Palavras-Chave: Bacia Hidrográfica, Urbanização, Escoamento Superficial, Modelagem Hidrológica, Reservatórios de Detenção.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo Delimitação Bacia Hidrográfica	12
Figura 2 – Evolução da vazão de pico na bacia hidrográfica do Rio Tsurumi - Japão..	18
Figura 3 – Hietogramas de Projeto.....	24
Figura 4 – Reservatório em linha e respectivo Hidrograma Unitário	39
Figura 5 – Reservatório off-stream e respectivo Hidrograma Unitário	39
Figura 6 – Tipos de pavimentos permeáveis.....	41
Figura 7 – Alterações no uso e ocupação do solo e respectivo comportamento da bacia	43
Figura 8 – Fluxograma/Modelo hidrológico adotado na pesquisa	46
Figura 9 – Delimitação Bacia Hidrográfica Arroio Barracão	47
Figura 10 – Divisão da Bacia em áreas de influência para determinação do coeficiente CN.....	48
Figura 11 – Divisão das sub-bacias	58
Figura 12 – Hietograma de projeto	65
Figura 13 – Hidrograma unitário	67
Figura 14 – Calibração do modelo	71
Figura 15 – Cenário pré-urbanização da bacia hidrográfica	72
Figura 16 – Cenário de pós-urbanização	73
Figura 17 – Cenário futuro	73
Figura 18 – Comparativo gráfico entre Cenários	75
Figura 19 – Cenário 4 – inserção dos reservatórios.....	79
Figura 20 – Vazão amortecida com inserção dos reservatórios de retenção ..	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Caracterização dos Tipos de Chuva.....	19
Tabela 2 – Período de Retorno para obras de micro e macro drenagem.	21
Tabela 3 – Coeficiente de escoamento superficial direto	28
Tabela 4 – Valores usuais para taxas de infiltração	30
Tabela 5 – Valores de CN para áreas urbanas e suburbanas	31
Tabela 6 – Valores de CN para áreas Urbanas e Suburbanas	50
Tabela 7 – Valores de CN para bacias rurais	49
Tabela 8 – Parâmetros a, b, c, d para Guaporé/RS	51
Tabela 9 – Coeficientes de escoamento C	54
Tabela 10 – Caracterização sub-bacias	58
Tabela 11 – Características dos reservatórios de retenção	60
Tabela 12 – Parâmetros Fisiográficos Bacia Hidrográfica do Arroio Barracão. 62	
Tabela 13 – Caracterização de uso e ocupação do solo da bacia hidrográfica do arroio Barracão	63
Tabela 14 – Resultados da caracterização de uso e ocupação do solo da bacia hidrográfica do arroio Barracão	64
Tabela 15 – Parâmetros de cálculo método dos blocos alternados	64
Tabela 16 – Hietograma de projeto pelo método dos blocos alternados	64
Tabela 17 – Parâmetros de cálculo do hidrograma unitário	65
Tabela 18 – Cálculo do hidrograma unitário	66
Tabela 19 – Chuva efetiva da bacia do arroio Barracão	67
Tabela 20 – Vazão de projeto	68
Tabela 21 – Vazão de projeto método racional	69
Tabela 22 – Valores obtidos na calibração do modelo	70
Tabela 23 – Validação do modelo	71
Tabela 24 – Resumo dados de entrada e saída dos Cenários	74
Tabela 25 – Características de Vertedor e Descarregador de Fundo	77
Tabela 26 – Cota x Volume x Descarga – Reservatório 1.....	77
Tabela 27 – Cota x volume x descarga – Reservatório 3.....	78
Tabela 28 – Cota x volume x descarga – Reservatório 4.....	79

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	8
2 OBJETIVOS	10
2.1 OBJETIVO PRINCIPAL	10
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
3 REFERENCIAL TEÓRICO	11
3.1 BACIA HIDROGRÁFICA	11
3.1.1 Definição	11
3.1.2 Características fisiográficas das bacias hidrográficas	13
3.2 EFEITOS DA URBANIZAÇÃO NO CICLO HIDROLÓGICO	16
3.3 CHUVAS INTENSAS	19
3.3.1 Tempo de retorno	20
3.3.2 Análise de dados de chuvas intensas e de projeto	22
3.4 VAZÃO DE ENCHENTE	26
3.4.1 Método Racional	26
3.4.2 Modelo SCS	28
3.5 MODELAGEM HIDROLÓGICA.....	32
3.5.1 Modelo HEC-HMS	33
3.6 MEDIDAS ESTRUTURAIIS E ESTRUTURANTES	35
3.6.1 Reservatórios de Detenção	37
3.6.2 Pavimentos Permeáveis	41
3.6.3 Plano Diretor e Zoneamento	42
4 MÉTODO DE PESQUISA	45
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA	46
4.2 CARACTERÍSTICAS DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO	48
4.3 VAZÃO DE PROJETO	51

4.3.1 Hietograma de Projeto.....	52
4.3.2 Vazão de Enchente	53
4.4 MODELAGEM HIDROLÓGICA.....	56
4.4.1 Curva-Chave.....	56
4.4.2 Calibração E Validação Do Modelo	57
4.4.3 Cenários	57
4.4.4 Inserção dos reservatórios	60
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	62
5.1 INDICADORES FISIAGRÁFICOS	62
5.2 COEFICIENTE CN.....	63
5.3 HIETOGRAMA, HIDROGRAMA UNITÁRIO E VAZÃO DE PROJETO ...	64
5.4 MODELO HIDROLÓGICO	69
5.5 EFEITO DA IMPLANTAÇÃO RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO	76
6 CONCLUSÃO	81
7 REFERÊNCIAS.....	83

1 INTRODUÇÃO

O Brasil, ao longo das últimas décadas, apresentou um crescimento populacional significativo nas áreas urbanas, desenvolvendo assim, as conhecidas regiões metropolitanas. De acordo com os dados disponibilizados pela Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios (2015) a maioria da população brasileira, 84,72%, reside em áreas urbanas, e apenas 15,28% dos brasileiros vivem em áreas rurais. Para Tucci (2017) este processo de urbanização de forma acelerada teve seu início entre as décadas de 60 e 70, gerando uma população urbana, em sua maior parte, sem infraestrutura que fosse capaz de comportar tal quantidade de habitantes, causando o fenômeno de metropolização, onde a taxa ocupacional urbana ultrapassa os limites dos municípios, por consequência, sistemas de saneamento como redes de água, esgoto, drenagem urbana e coleta de resíduos eram insuficientes e na maioria dos casos, sequer existiam. Esta situação agravou-se na década de 1980 devido à redução dos investimentos governamentais para infraestrutura das cidades.

As enchentes urbanas podem causar impactos negativos sobre a população e surgem essencialmente por dois motivos: a urbanização ou a inundação natural das áreas ribeirinhas. Vários municípios no Brasil nasceram ou foram expandidos para áreas de planície de inundação dos rios, porém, como resultado da falta de controle de expansão e planejamento urbano, ocorrem inúmeros e elevados prejuízos para a população que os habitam durante os eventos de cheias que extravasam a calha menor do rio, em média, a cada dois anos, ocupando o seu leito maior.

As técnicas de prevenção e minimização para combater esse problema deve passar pela avaliação e caracterização destas enchentes e seus respectivos históricos de pico, frequência e período de retorno, cujo estudo pode ser realizado através de simulações matemáticas e hidrológicas para calibrar e medir cada evento, permitindo assim o planejamento de intervenções como, zoneamento de uso e ocupação do solo, previsão de cheias e análise do impacto da construção de reservatórios de controle e amortecimento de cheias e vazões (DE SILVA; WEERAKOON; HERATH, 2014).

Para os autores GÜL e HARMAN-CIOGLU (2010) uma combinação entre os modelos chuva-vazão e hidrodinâmico permitem avaliar a magnitude da redução da vazão após a construção de um reservatório de controle de cheias, conhecidos como reservatórios de retenção, responsáveis por amortecer as vazões durante os eventos de pico e realizar o deságue lentamente a jusante. O uso simultâneo entre os modelos, permite um delineamento detalhado da área inundada, possibilitando a calibração do modelo para eventos ocorridos e futuros, avaliando-se diferentes períodos de retorno.

Atualmente, o município de Guaporé/RS possui um canal no meio da área urbanizada, denominado Arroio Barracão e, conseqüentemente, sofre com constantes problemas de enchentes em períodos de chuva intensa. No estudo da Avaliação do sistema de escoamento superficial do arroio Barracão e vulnerabilidade e suscetibilidade ao risco de inundação, realizado pela Universidade de Caxias do Sul recentemente, foi apontada a possibilidade de serem instalados reservatórios de retenção para a minimização do pico de cheia.

Porém até o presente trabalho, não existe nem um estudo ou projeto desenvolvido que tenha avaliado a efetividade e se de fato isto trará solução adequada, considerando o uso de um ou mais reservatórios. Para tanto, neste estudo, será utilizado o software HEC-HMS para calibração do modelo chuva-vazão e posterior aplicação das informações de reservatórios. Assim, mediante a análise de áreas da bacia hidrográfica que apresentem os maiores riscos ao sistema de drenagem e que possibilitem a inserção de reservatórios de retenção, poderá ser avaliado qual o número de reservatórios necessários, o volume ideal e o tipo de estrutura a ser adequada para a redução das vazões de pico que podem causar transtornos à população.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO PRINCIPAL

Avaliar o efeito da implantação de reservatórios de retenção visando a redução do escoamento superficial na bacia do Arroio Barracão – Guaporé – RS a fim de minimizar alagamentos e inundações.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a)** Caracterizar a bacia hidrográfica de estudo a partir de elementos fisiográficos.
- b)** Calibrar e validar o modelo hidrológico da bacia usando o software HEC-HMS.
- c)** Avaliar a quantidade e os tipos de reservatórios necessários para minimizar o escoamento superficial de eventos de cheia.
- d)** Analisar cenários pré e pós urbanização para comparativos de volume amortecido posterior implantação dos reservatórios.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo será exposto a base de fundamentação teórica dos conceitos, métodos e visões de diferentes autores relativos aos assuntos pertinentes ao tema da pesquisa.

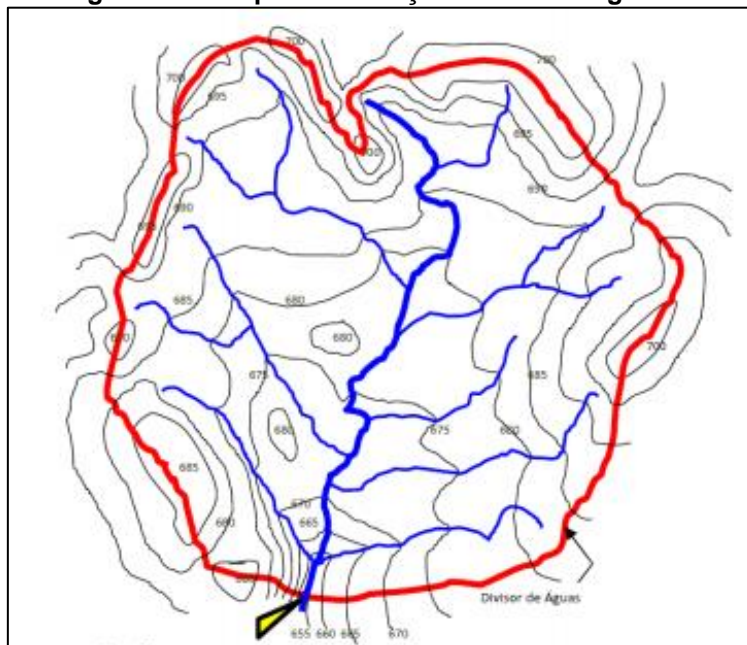
3.1 BACIA HIDROGRÁFICA

3.1.1 Definição

A bacia hidrográfica pode ser conceituada de acordo com Tucci (2001), como a área de captação natural da água da precipitação que faz convergir os escoamentos para um único ponto de saída, denominado de exutório. A bacia hidrográfica é composta basicamente de um conjunto de superfícies vertentes e de uma rede de drenagem formada por cursos de água que confluem até resultar um leito único direcionado a um exutório (FINKLER, 2004)

Diferentes recortes territoriais para a gestão podem ser definidos a partir da delimitação de bacias, podendo englobar critérios hidrológicos, ambientais, socioeconômicos, políticos e institucionais (ANA, 2017). Para delimitação de uma determinada bacia hidrográfica é preciso definir o curso d'água, a seção transversal de referência e identificar para onde está direcionado o escoamento superficial, usando como base levantamentos topográficos e curvas de nível.

Através da Figura 1, é possível verificar um exemplo de delimitação de bacia hidrográfica, com ênfase para o exutório, ponto de início do traçado e único local em que o curso d'água é cruzado.

Figura 1- Exemplo Delimitação Bacia Hidrográfica.

Fonte: Sperling, 2007.

A bacia hidrográfica serve como unidade básica para gestão dos recursos hídricos e para gestão ambiental, uma vez que os elementos físicos naturais estão interligados pelo ciclo da água.

O comportamento hidrológico de uma bacia hidrográfica é função de suas características geomorfológicas (forma, relevo, área, geologia, rede de drenagem, solo, etc.) e do tipo da cobertura vegetal existente (LIMA, 1976).

Assim, as características físicas e bióticas de uma bacia possuem importante papel nos processos do ciclo hidrológico, influenciando, dentre outros, a infiltração e quantidade de água produzida como deflúvio, a evapotranspiração, os escoamentos superficial, subsuperficial e subterrâneo. Além disso, o comportamento hidrológico de uma bacia hidrográfica também é afetado por ações antrópicas, uma vez que, ao intervir no meio natural, o homem acaba interferindo nos processos do ciclo hidrológico (TONELLO, 2005).

3.1.2 Características fisiográficas das bacias hidrográficas

Segundo Tucci (2004), os dados fisiográficos englobam todas as análises que podem ser realizadas e extraídas de mapas, fotografias aéreas e imagens de satélite. As características e índices fisiográficos de maior relevância são apresentados abaixo:

- *Área da Bacia*: Reflete o volume total de água que pode ser potencialmente gerado na bacia, usualmente em km². É a principal característica da bacia, pois a partir da determinação da área é possível prosseguir com cálculos e análises sobre o comportamento da bacia em estudo. Cabe ressaltar que bacias com mesma área podem responder e apresentar resultados distintos em termos de escoamento.
- *Comprimento do Rio Principal (L) e comprimento da bacia (Lb)*: O comprimento da bacia é de fundamental importância para a estimativa do tempo que a água leva para percorrer a bacia. O comprimento do rio principal é responsável por determinar o tempo que a água percolada leva para chegar do ponto mais distante até seu exutório.
- *Fator de forma (I)*: Coeficiente capaz de analisar o formato da área da bacia, ou seja, quanto maior for o valor de “I” mais rapidamente a bacia enfrentará cheias durante um evento de precipitação, por outro lado, um menor valor de “I” representa um volume de cheias mais lentas. Este fator pode ser calculado pela Equação 01.

$$I = \frac{A}{Lb^2} \quad (1)$$

Sendo:

A = Área da bacia, em km².

Lb = Comprimento da bacia, em km.

- *Índice de Circularidade (Ic)*: O *Ic* tende à unidade (1) à medida que a forma da bacia se aproxima da circularidade, diminuindo ao passo que se aproxima de formas alongadas, sendo expresso através da Equação 2.

$$Ic = \frac{4\pi \times A}{P^2} \quad (2)$$

Onde:

A = Área da bacia (km²)

P = Perímetro da bacia (km)

- *Índice de Compacidade (Kc)*: É a relação entre o perímetro da bacia hidrográfica e a circunferência de um círculo com a mesma área da bacia (VILLELA e MATTOS, 1975, p.13). Relaciona o perímetro da bacia com o perímetro de um círculo de mesma área, sendo que quanto mais próximo o valor de 1 mais compacta é a bacia e maior é a sua tendência em produzir escoamentos rápidos, sendo um número adimensional, determinado através da Equação 3.

$$Kc = 0,28 \times \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right) \quad (3)$$

Onde:

A = Área da bacia (km²)

P = Perímetro da bacia (km)

- *Declividades*: A declividade é de suma importância para a modelagem do escoamento, uma vez que a velocidade de fluxo depende desta variável. PAIVA e PAIVA (2001) definem declividades como a razão entre a diferença das altitudes dos pontos extremos de um curso d'água e o comprimento desse curso, podendo ser expressa em porcentagem ou m/m.
- *Declividade do Rio principal (S)*: A declividade da bacia tem influência direta na velocidade que a água percorre seu curso, uma vez que ela se movimenta pela ação da gravidade. É um fator importante para determinar picos de vazão na bacia. Pode ser determinada pela Equação 4.

$$S = \frac{Z100 - Z0}{L} \quad (4)$$

Onde:

Z100 = Cota no ponto mais afastado do exutório do rio principal (m).

Z0 = Cota no nível do exutório (m)

L = Comprimento do rio principal (km).

- *Densidades de rios (Dr) e confluências (DC):* A densidade de drenagem é um indicador do relevo superficial e das características geológicas da bacia, sendo este índice responsável por avaliar a eficiência na concentração do escoamento superficial no exutório da bacia (TUCCI, 2004). Quanto maior a densidade de drenagem, maior a capacidade da bacia de fazer escoamentos rápidos no exutório, bem como deflúvios de estiagem baixos. Este parâmetro pode ser calculado em função do comprimento de todos os canais pela área da bacia ou a partir do número de confluências pela área da bacia (TUCCI, 2004), determinados pelas Equações 5 e 6.

$$Dr = \frac{Nt \text{ (1ª ordem)}}{A} \quad (5)$$

Onde:

A = Área da bacia (km²)

Nt = Número de segmentos de ordem 1.

$$DC = \frac{NC}{A} \quad (6)$$

Onde:

A = Área da bacia (km²)

NC = Número de confluências.

- *Tempo de concentração (Tc):* É o tempo necessário para que a água precipitada no ponto mais remoto da bacia escoe até o ponto de controle, exutório ou local de medição. Quando se conhece bem a relação precipitação vazão é mais fácil de calcular o tempo de concentração. Na ausência destes dados podem ser aplicadas fórmulas empíricas respeitando-se suas limitações.

Dentre elas, destaca-se a fórmula de *Kirpich* (Equação 7), desenvolvida a partir de estudos em bacias rurais com áreas inferiores a 0,5 km². Para comprimentos superiores a 10 km, a fórmula parece subestimar o valor de “tc” (TUCCI, 1995).

$$Tc = 57 \times \left(\frac{L^3}{\Delta H}\right)^{0,385} \quad (7)$$

Onde:

L = comprimento do talvegue (km).

ΔH = diferença de altitude ao longo do talvegue (m).

Tc = tempo de concentração (min).

Apesar da fórmula de *Kirpich* ser a mais utilizada no Brasil, ela não é a única, e nem sempre a mais adequada para determinação do tempo de concentração da bacia, haja visto suas limitações de aplicabilidade em função da área da bacia.

Outra fórmula utilizada para a determinação do tempo de concentração é o Método Cinemático que, para Porto (2001) é a metodologia mais indicada para o cálculo, pois este método possibilita a inserção de características específicas da bacia em análise, sendo o tempo de concentração determinado pelo somatório das velocidades de inúmeros trechos no canal e dividido pelo comprimento de cada trecho, determinado pela Equação 08.

$$T_c = \frac{1000}{60} \sum \frac{L}{V_m} \quad (8)$$

Onde:

Tc = tempo de concentração (h).

L = comprimento do talvegue (km).

Vm = Velocidade média de cada trecho considerado (m/s)

3.2 EFEITOS DA URBANIZAÇÃO NO CICLO HIDROLÓGICO

O processo de urbanização resulta em alterações extremamente significativas nos processos de escoamento natural da bacia hidrográfica, como por exemplo, com o aumento do volume das águas pluviais escoadas superficialmente, maiores vazões de pico observadas, degradação da qualidade da água, maior geração de sedimentos, entre outros. O desenvolvimento urbano

pode também produzir obstruções ao escoamento como aterros, pontes, drenagens inadequadas, entupimentos em condutos e assoreamento.

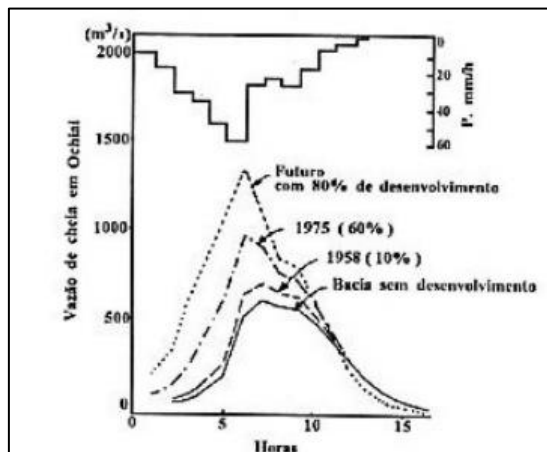
Com o constante crescimento urbano das cidades brasileiras, surgem os impactos negativos à população e meio ambiente. Estes impactos vêm deteriorando a qualidade de vida da população, em função do aumento das inundações, causando problemas que são desencadeados principalmente pela forma e ritmo com que as cidades se desenvolvem, com falta de planejamento, sem controle do uso do solo, ocupações de áreas de risco e sistemas de drenagem inadequados (TUCCI, 2005).

Segundo o MANUAL DE DRENAGEM URBANA DE PORTO ALEGRE (PORTO ALEGRE, 2005), as inundações ocorrem, devido ao processo natural, no qual o rio ocupa o seu leito maior, de acordo com os eventos chuvosos extremos (em média com tempo de retorno superior a dois anos). Este tipo de inundação tende a ocorrer em bacias consideradas grandes com áreas superiores à 500 km².

A urbanização como causa no escoamento superficial tem sido descrita por diversos autores como Tucci (2005) e Canholi (2013) como responsável por amplificar as vazões de enchente. É possível analisar pela Figura 2 a ocorrência de diminuição no tempo de concentração e uma redução na capacidade de infiltração com a elevação da taxa de urbanização, gerando aumento da vazão de pico em detrimento do crescimento da urbanização.

Segundo Fendrich (2002) o aumento da vazão de pico poderá ser de até seis vezes maior do a vazão de pico da mesma bacia em análise sem sofrimento de urbanização.

Figura 2 - Evolução da vazão de pico na bacia hidrográfica do Rio Tsurumi- Japão.



Fonte: TUCCI E GENZ, 1995 APUD YOSHIMOTO E SUETSUGI,1990).

Pompêo (1999) faz o alerta e salienta que as enchentes em áreas urbanas podem ser decorrentes de chuvas intensas de maiores períodos de retorno ou devidas aos transbordamentos de cursos d'água causados por mudanças no balanço do ciclo hidrológico, em regiões a montante das áreas urbanas, ou ainda, provocadas pela própria urbanização.

Tucci (2005) enfatiza o fato que com a impermeabilização do solo através de telhados, ruas, calçadas e pátios, a água que infiltrava diretamente no solo ou ficava retida na vegetação, passa agora a escoar pelos condutos, aumentando o escoamento superficial. Assim, com a redução do volume de infiltração, há uma redução do nível de lençol freático por falta de alimentação, reduzindo o escoamento subterrâneo.

Quando a urbanização ocorre desordenadamente, ou seja, não planejada, seus impactos são ainda mais graves, gerando um ciclo vicioso de enchentes. Desta forma, Tucci (2005) determina alguns parâmetros de drenagem e entre eles, afirma que a expansão das cidades com aumento de infraestrutura não pode aumentar a vazão de pico das condições naturais (pré-urbanização) para que assim, haja controle de vazão de saída.

Portanto, quando se trata de situações pós-urbanização, é preciso que haja o controle de vazão máxima, que é o fator responsável por conter os efeitos de inundações nas áreas urbanas. O projeto de reservatórios de retenção e/ou retenção são uma das técnicas mais comuns no Brasil para o amortecimento de vazões, que reduzem a seção hidráulica dos condutos e procuram manter

estabelecidas as condições de vazões pré-urbanização existentes na área desenvolvida.

De acordo com o MANUAL DE DRENAGEM URBANA DE PORTO ALEGRE (PORTO ALEGRE, 2005) a diferença entre os cenários de pré e pós urbanização são observados pela sobreposição dos hidrogramas, representados através de vazão e tempo de chuva, obtidos pelos parâmetros de cálculo como CN e tempo de concentração. O resultado desta simulação é retirado da análise gráfica comparativa entre os hidrogramas, e como já mencionado anteriormente, os dados colhidos trazem maiores vazões de pico e menor tempo de concentração em cenários posteriores à urbanização.

3.3 CHUVAS INTENSAS

Para Tucci (2013) precipitação é toda água proveniente do meio atmosférico que atinge a superfície terrestre e sua disponibilidade é fator determinante para quantificar a necessidade de irrigação de culturas, abastecimento doméstico e industrial, e sua intensidade é de extrema importância para controle de inundações e erosões do solo.

As chuvas podem ser classificadas em três tipos, como sugere (COLLISCHONN e TASSI, 2011). A Tabela 1 elenca os três tipos de chuva e suas principais características: *Frontais*, *Orográficas* e *Convectivas*.

Tabela 1- Caracterização dos Tipos de Chuva

Tipo de Chuva	Frontais	Orográficas	Convectiva
Formação	Interação entre massas de ar quente e frias	Ventos em barreiras montanhosas	Brusca ascensão local de ar aquecido no solo
Duração	Grande	Grande	Pequena
Área	Grande	Pequena	Pequena
Intensidade	Média	Pequena	Grande

Fonte: Adaptado de Colischonn (2001).

O Manual de Hidrologia Básica do DNIT (2005) considera que para a determinação dos tempos de recorrência, o volume precipitado depende inicialmente da área considerada, da duração da chuva, que é o tempo entre início e o final da precipitação, da intensidade da chuva, expressa pela quantidade de chuva precipitada por uma unidade de tempo, e sua frequência, ou seja, qual a probabilidade de um determinado evento de chuva ser igualado ou superado em um certo período de tempo.

3.3.1 Tempo de retorno

Segundo o Manual de Hidrologia Básica do DNIT (2005), período de retorno ou tempo de recorrência é um dos principais parâmetros referentes ao dimensionamento de obras e estruturas de drenagem urbana dentro de uma determinada bacia hidrográfica, afinal ele representa o número médio de anos o qual espera-se que a precipitação analisada seja no mínimo igualada ou superada. Em se tratando de dispositivos de drenagem, este é o parâmetro que avaliará as enchentes de projeto que servirão de base para o dimensionamento de estruturas capazes de resistir a estas enchentes, sem que ocorra danos a população (MANUAL DE HIDROLOGIA BÁSICA DO DNIT, 2005).

A probabilidade de um fenômeno igual ou superior ser analisado, se for apresentado em um ano qualquer e sua definição é embasada na Equação 9:

$$TR = \frac{1}{p} \quad (9)$$

onde: TR = tempo de retorno em anos; p = probabilidade de um evento ser superado ou igualado em um ano qualquer (adimensional).

Para obras de macrodrenagem utilizam-se tempos de recorrência maiores que os períodos de retorno utilizados nos projetos de microdrenagem. Para o período de retorno de projeto das obras de macrodrenagem, usualmente são adotados valores na faixa de 50 a 100 anos (vide Tabela 02) (BIDONE E TUCCI, 1995).

Estes períodos de retorno são utilizados na determinação da intensidade da chuva que gerará a vazão de projeto a ser usada no dimensionamento das seções das interferências.

Tabela 2 - Período de Retorno para obras de micro e macro drenagem

Tipo de Obra	Tipo de Ocupação de Área	Tempo de Retorno (TR)
Microdrenagem	Residencial	
	Comercial	2
	Área com edifícios de serviços públicos	5
	Aeroportos	2-5
	Áreas comerciais e áreas de tráfego	5-10
Macro drenagem	Áreas comerciais e residenciais;	50 -100
	Áreas de Importâncias específicas.	500

Fonte: Bidone e Tucci (1995, p.47).

A definição dos períodos de retorno a ser adotada para um determinado projeto dependerá de considerações econômicas comparando o custo da bacia de retenção ou obra de drenagem a ser construída com o valor do custo dos danos evitados e possibilidade de execução de determinado obra em uma área específica. Outro método de avaliação de viabilidade de aplicação de uma determinada estrutura é apresentado pelo Manual de Hidrologia Básica do DNIT (2005) como a análise do risco de ruptura de uma obra, para caso o evento de descarga de projeto ocorra dentro da vida útil da obra.

De acordo com Villela e Matos (1975), Chow et al. (1988) e Pinto (1987), em tese a fixação do período de recorrência deveria ser executada por critérios econômicos, objetivando-se o mínimo entre a soma do custo de construção da obra e do valor presente esperado dos prejuízos causados pelas suas falhas futuras ao longo de sua vida útil. Porém, devido a dificuldades em avaliar objetivamente os custos indiretos e custos intangíveis, na prática, a fixação do tempo de recorrência normalmente é feita por critérios estabelecidos em normas ou consagrados pela prática da Engenharia, seguindo critérios que levam em consideração: vida útil da obra, facilidade de reparação, perigo de perdas de vida, ocupação de área afetada, grau de incerteza hidrológica, entre outros.

Segundo o PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DE PORTO ALEGRA (Porto Alegre, 2005) o tempo de retorno é calculado com base na série histórica observada no local e para determinação do cálculo da probabilidade, as séries devem ser representativas e homogêneas no tempo, ou seja quando a série é representativa, os dados existentes permitem calcular corretamente a probabilidade, já quando a série observada é homogênea, significa que as alterações na bacia hidrográfica não produzem mudanças significativas no comportamento da mesma, conseqüentemente, não afetam as estatísticas das vazões dos rios.

3.3.2 Análise de dados de chuvas intensas e de projeto

Segundo Cecílio et al. (2009), as chuvas intensas que ocorrem na maior parte do território são responsáveis pela principal causa das cheias observadas, que costumam causar grandes prejuízos quando rios transbordam e inundam casas, ruas, estradas, escolas, destroem plantações, edifícios e, muitas vezes, interrompem o tráfego em vias públicas. Ademais, as cheias além de causar esta série de prejuízos, podem contribuir prejudicialmente a saúde, disseminando doenças através de veiculação hídrica.

Denomina-se chuva de projeto a resultante de uma intensidade pluviométrica, ou seja, chuva de projeto é baseada no hietograma, e pode ser determinada a partir da equação *IDF* (intensidade-duração-frequência), Equação 10, cujos parâmetros (a, b, c, d) são determinados empiricamente baseados em análises estatísticas de dados pluviográficos ao longo de um intervalo de tempo para cada região. É através da chuva de projeto que é possível determinar a vazão de projeto que irá escoar (Pruski et al., 2006).

$$I = \frac{a \times TR^b}{(t + c)^d} \quad (10)$$

Sendo:

I – Intensidade de precipitação (mm/h)

TR – Tempo de recorrência (anos)

t – Duração da precipitação (minutos)

a, b, c, d – parâmetros relativos ao regime pluviográficos do local obtidos através de análise estatística dos dados históricos de precipitação.

Tratando-se de projeto, significa que está associado à determinada precipitação de projeto onde foi pré-estabelecido um período de retorno conforme a importância e custo destinado a obra. Por convenção, calcula-se o hidrograma de projeto com base nesta precipitação e seu referido período de retorno. Portanto, a chuva de projeto será aquela que vai gerar escoamento que deverá ser suportado pela obra que se está projetando (CECÍLIO et al., 2009).

A duração crítica, quantidade de minutos ou horas registradas durante um evento de chuva, é outro elemento indispensável para definição das precipitações de projeto, afinal ela deve ser longa o suficiente para que toda a bacia contribua com o escoamento superficial, ou seja, a chuva efetiva (parcela da precipitação total que gera escoamento superficial) deve ter duração no mínimo igual ao tempo de concentração da bacia contribuinte (DAMÉ; TEIXEIRA; TERRA, 2008).

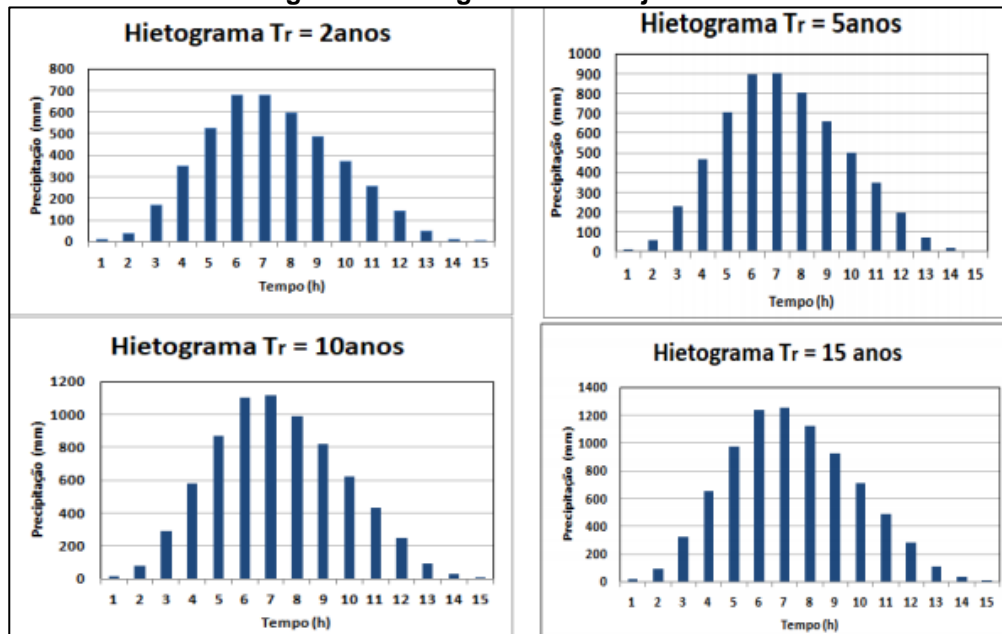
Para Borges e Thebaldi (2016) uma precipitação máxima é caracterizada como um evento de ocorrência extrema, com duração, distribuição temporal e espacial crítica para uma área ou bacia hidrográfica. São baseadas e podem ser analisadas por hietogramas de projeto, que representam graficamente uma sequência de precipitações capaz de provocar a cheia de projeto, ou seja, a maior enchente para a qual a obra deve ser projetada

Estas intensidades, seguindo o Método dos blocos alternados, são transformadas em alturas de chuva e representam os valores acumulados até o último intervalo de tempo. Neste método, os incrementos são rearranjados de modo que o maior valor fique no centro (pico) de duração da chuva e os demais sejam dispostos em ordem decrescente, alternando entre direita e esquerda. (Bemfica et al., 2000).

Na Figura 3 são exemplificados hietogramas de projeto baseados em diferentes tempos de retorno e precipitações totais observadas. Nota-se que

quanto maior o intervalo de tempo de recorrência, maior é o volume precipitado na bacia.

Figura 3 - Hietogramas de Projeto.



Fonte: (Gurgel, 2017)

Segundo SCHWARZBOLD (2000) em função das curvas de infiltração da bacia, que dependem da condição de umidade inicial e do tipo e uso do solo, haverá variação do volume do escoamento superficial na bacia, e em função também da distribuição temporal da chuva, por isso é comum que ocorra grande dispersão nos padrões dos hietogramas quando comparadas precipitações de mesma duração, devido à complexidade dos fenômenos físicos envolvidos.

De acordo com o estudo realizado por Santos (2007) as durações e intensidades das chuvas podem ser relacionadas com a altura de chuva acumulada e o intervalo de tempo precipitado. A caracterização de cada evento é apresentada abaixo:

- Chuvas de curta duração (< 30 min): o hietograma apresenta grandes intensidades no início da chuva;
- Chuvas de duração intermediária (<10h): o hietograma é representado por intensidades maiores na primeira metade da duração;

- Chuvas de longa duração (>10h): o hietograma apresenta intensidades uniformes, e tendem a causar sérios riscos sociais e materiais na maioria das cidades (MOTA, 2003).

Existem diversos métodos que possibilitam criar uma distribuição temporal para chuvas de projeto. Um deles, frequentemente utilizado quando disponível e definida a equação das curvas intensidade-duração-frequência (*IDF*) é conhecido como método dos blocos alternados (Marcellini, 1994).

A metodologia denominada de bloco alternados distribui a precipitação ao longo do tempo de forma a buscar um cenário crítico de precipitação. Este cenário é baseado em precipitação pequena e média no início do período e precipitação alta próximo do final da duração, quando geram hidrogramas com picos elevados (Bemfica et al., 2000).

Contudo, existem outros métodos capazes de gerar hietogramas de projeto, que também utilizam como base as relações *IDF*, são eles o método de Chicago (Keifer & Chu, 1957), o método de Pilgrim & Cordery (1975) e o método do hietograma triangular (Gamiz, 2001).

Segundo o MANUAL DE DRENAGEM URBANA DE PORTO ALEGRE (Porto Alegre, 2005) para a elaboração de hidrogramas com o uso do método de blocos alternados, é recomendado que a duração total da precipitação seja igual ou maior que o tempo de concentração da bacia, desta forma, permitindo que toda a bacia absorva o efeito da precipitação. Quanto a determinação do tempo total da simulação, deve ser no mínimo duas vezes maior que o tempo de concentração. Já para o intervalo de tempo de precipitação, recomenda-se utilizar um intervalo menor ou igual a 1/10 do tempo de concentração.

Na prática, sugere-se considerar intervalos entre 5 e 10 minutos em hietogramas com duração total de até 2 horas e, para durações maiores que 2 horas recomenda-se utilizar intervalos entre 10 e 20 minutos (Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre, 2005).

3.4 VAZÃO DE ENCHENTE

De acordo com Porto (1995) e Tucci (2000) vazão de pico ou vazão de enchente, representa a resultante do escoamento superficial gerado pela impermeabilização e saturação do solo. Estas vazões, consideradas máximas, são extremamente necessárias para a análise e prevenção de enchentes, pois com elas torna-se possível realizar o dimensionamento e projeto de estruturas de drenagem urbana como galerias, pontes, canais, reservatórios de detenção ou retenção.

Estas vazões podem ser calculadas através das metodologias representadas a seguir, como pelo Método SCS ou Método Racional.

3.4.1 Método Racional

O método racional possui registros de sua utilização desde o final do século XIX, na Inglaterra. É um dos métodos para cálculo de vazões de cheias mais utilizados devido a sua simplicidade e facilidade de obtenção de resultados. Para Porto (1995) os resultados gerados por este método são considerados satisfatórios, desde que sejam obedecidos os parâmetros e condições de utilização dos dados de entrada.

Contudo, a maioria dos autores recomendam o uso deste método apenas para bacias de pequeno porte, sendo o tamanho das áreas relativos para cada ponto de vista apresentado pelos autores. De acordo com Canholi (2005), o Método Racional é recomendado para bacias hidrográficas com áreas de até 1,00 km². Segundo Tucci (1995) e Collischonn (2013) a aplicação do método deve se enquadrar nas bacias que tenham áreas menores ou iguais a 2,00 km². Em contrapartida, o Tomaz (2011) sugere a aplicação do Método Racional em bacias com áreas de até 3,00 km² e Porto (1995) impõe condição de aplicação deste método para bacias com áreas menores que 3,00 km² ou as que possuem um tempo de concentração menor que uma hora.

Linsley e Franzini (1964) e Pinto et al. (1975) recomendam que a aplicação do método racional seja adotada apenas em bacias menores e iguais a 2 km² e, eventualmente, 5 km² de área. Para bacias maiores recomenda-se utilizar o hidrograma unitário (HU) e modelos mais complexos (BEVEN, 2001).

Canholi (2005) define a fórmula de cálculo do método racional pela Equação 11, que se resume na relação direta entre intensidade de precipitação e a vazão superficial, que depende diretamente da área de drenagem da bacia e do seu coeficiente (C) que calcula a chuva excedente. Os valores do coeficiente C variam de 0 a 1, ou seja, maiores valores de C representam alto teor de impermeabilização, ocasionando aumento das vazões e escoamento superficial.

$$Q_p = (C \cdot i \cdot A) / 3,6 \quad (11)$$

Onde:

Q_p = vazão de pico [m³/s];

C = coeficiente de escoamento direto [adimensional];

i = intensidade de precipitação [mm/h] para um tempo igual ao tempo de concentração da bacia, t_c ;

A = área da bacia [km²].

Porto (1995) define coeficiente de escoamento superficial como um conjunto de fatores relacionados a índices fisiográficos da bacia hidrográfica em análise, entre eles: impermeabilização do local, uso e ocupação do solo, intensidade da chuva, entre outros. Para melhor compreensão e praticidade nos cálculos, o autor recomenda que o coeficiente C seja determinado por tabelas que representem as características de uso e ocupação do solo local.

De acordo com a FAA (2013a) os valores para o coeficiente de *runoff* são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Coeficiente de escoamento superficial direto.

Tipo de Área Drenada	C
Áreas Centrais	0,70 - 0,95
Periféricas	0,50 - 0,70
Áreas unifamiliares	0,30 - 0,50
Áreas multifamiliares, não-anexas	0,40 - 0,60
Áreas multifamiliares, anexas	0,60 - 0,75
Áreas Industriais Leves	0,50 - 0,80
Áreas Industriais Pesadas	0,60 - 0,90
Parques e Cemitérios	0,10 - 0,25
Áreas recreativas	0,20 - 0,40
Pátios ferroviários	0,20 - 0,40
Áreas urbanizadas	0,10 - 0,30
Solos expostos, declividade menor que 2,00%	0,05 - 0,10
Solos expostos, declividade entre 2,00% e 7,00%	0,10 - 0,15
Solos expostos, declividade maior que 7,00%	0,15 - 0,20
Cobertura densa, declividade menor que 2,00%	0,13 - 0,17
Cobertura densa, declividade entre 2,00% e 7,00%	0,18 - 0,22
Cobertura densa, declividade maior que 7,00%	0,25 - 0,35
Pavimento Asfáltico	0,70 - 0,95
Pavimento em Concreto	0,80 - 0,95
Ladrilho	0,70 - 0,85
Calçadas e Passeios	0,75 - 0,85
Telhados	0,75 - 0,95

Fonte: Transcrito de UNITED STATES, Federal Aviation Administration (2013a).

3.4.2 Modelo SCS

Desenvolvido pelo Serviço de Conservação do Solo do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos da América, o método do SCS é fundamentado em um parâmetro com a finalidade de descrever o tipo de uso do solo e a condição da superfície do terreno, em relação a potencial geração de

escoamento superficial. Este parâmetro supramencionado no início deste capítulo é denominado pela sigla CN (*'curve number'*), ou seja, em português significa "número de escoamento" (OSTA, 1997).

Osta (1997) sugere que o valor global do coeficiente CN possa ser calculado pela ponderação dos variados valores parciais de CN, delimitado em função das áreas que cada um corresponde, haja visto as constantes dispersões de valores de CN que são verificados em distintas áreas nas bacias hidrográficas.

Para Tucci et al. (1995), o método deve ser aplicado levando em consideração a execução das seguintes etapas:

a-) *Determinação do grupo hidrológico do solo;*

b-) *Escolha das condições de saturação do solo;*

c-) *Determinação de valores de CN para a condição de umidade do solo desejada;*

d-) *Determinação do escoamento superficial pelas Equações 12 e 13.*

$$C = \left[\frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \right] \frac{1}{P} \quad (12)$$

Onde:

C = coeficiente de escoamento superficial direto (coeficiente C);

P = precipitação acumulada, ou seja, a precipitação total de um evento considerado (mm);

S = coeficiente de armazenamento superficial, por infiltração, que está relacionada com os parâmetros que caracterizam a superfície (CN), dado em (mm).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (13)$$

Onde:

S = coeficiente de armazenamento superficial, por infiltração, que está relacionada com os parâmetros que caracterizam a superfície (CN), dado em (mm).

CN = Parâmetro Número Curva.

De acordo com Canholi (2005), para fins de dimensionamento de estruturas de infiltração ou percolação, e obtenção dos valores de CN, os solos são divididos em quatro grupos e classificados de acordo com suas características hidrológicas (A, B, C e D).

A classificação de cada grupo é caracterizada por Canholi (2005) como:

- *Grupo A:* Solos extremamente permeáveis, baixo escoamento superficial e alta infiltração. No geral, representados por solos arenosos e cascalho profundos;
- *Grupo B:* Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundos do que o tipo A e com permeabilidade superior à média;
- *Grupo C:* Solos capazes de gerar escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média. No geral contem grande proporção de argila e são pouco profundos;
- *Grupo D:* Solos muito impermeáveis, baixa infiltração e alto volume de escoamento superficial. No geral, solos argilosos, rochosos ou com nível elevado de lençol freático.

A Tabela 4 apresenta alguns valores típicos referentes as taxas de infiltração de acordo com a classificação dos grupos hidrológicos de solos.

Tabela 4 - Valores usuais para taxas de infiltração.

Grupo Hidrológico do Solo	Descrição do Solo	Capacidade de Infiltração (cm/h)
A	Areias e cascalhos profundos (h>1,50 m), muito permeáveis. Possuem alta taxa de infiltração mesmo quando saturados. Teor de argila até 10%.	1,20 - 0,80
B	Solos arenosos com poucos finos, menos profundos (h<1,50 m) e permeáveis. Teor de argila entre 10% e 20%.	0,80 - 0,40
C	Solos pouco profundos com camadas subsuperficiais que impedem o fluxo descendente de água, ou solos com teor elevado de argila (20% - 30%).	0,40 - 0,15

Grupo Hidrológico do Solo	Descrição do Solo	Capacidade de Infiltração (cm/h)
D	Solos compostos principalmente de argilas (acima de 30%) ou solos com nível freático elevado, ou solos com camadas argilosas próximas à superfície, ou solos rasos sobre camadas impermeáveis.	0,15 - 00

Fonte: Canholi (2005).

Mediante a classificação do solo de acordo com seu grupo hidrológico, pode-se determinar valores de CN de acordo com as características de uso e ocupação do solo na bacia em estudo. Na Tabela 5, apresentados alguns valores de CN definidos por Tucci (1993).

Tabela 5 – Valores de CN para áreas urbanas e suburbanas

Utilização ou cobertura do solo	Grupo Hidrológico de solos			
	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
Terrenos 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
Floresta com cobertura boa	25	55	70	77
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais	77	85	90	92
Parques de estacionamento, telhados e viadutos.	98	98	98	98
Vias asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Arruamentos em paralelepípedos	76	85	89	91
Terra exposta	72	82	87	89

Fonte: Tucci (1993)

Para Garcia e Ramos (2007), a utilização do Método SCS gera uma economia de até 20% sobre o custo de implantação de obras de drenagem urbana em comparação a aplicação do Método Racional. De acordo com a *Federal Aviation Administration* (FAA) para os projetos de drenagem urbana, o Método do SCS é recomendado para bacias hidrográficas com áreas iguais ou superiores a 8,00 km² (UNITED STATES, 2013b).

O método SCS-CN foi desenvolvido pelo (Soil Conservation Service, 1957) e de acordo com a ANA (Agência Nacional de Águas) este é um método extremamente simples e de fácil aplicação, além de ter eficácia comprovada para

a determinação do volume de escoamento superficial de um determinado evento de chuva em uma bacia hidrográfica e/ou região.

3.5 MODELAGEM HIDROLÓGICA

Uma das ferramentas de maior uso em hidrologia para o estudo da dinâmica fluvial consiste na aplicação de modelos hidrológicos, que levam em consideração o percentual de áreas impermeabilizadas pelo processo de urbanização. Estes modelos, segundo Tucci (2005), permitem equacionar os processos, representar e simular o comportamento hidrológico de distintas condições observadas de uma determinada bacia hidrográfica.

Segundo Lou (2010) uma das principais aplicações dos modelos está associada ao dimensionamento e previsão de cenários de planejamento, cujo objetivo é estimar a vazão resultante para cenários de uso e ocupação da bacia, visando dimensionar ou prever estruturas ou medidas estruturantes capazes de contribuir para o alívio dos picos de vazão e garantir um bom funcionamento do sistema de drenagem.

Uma das maiores limitações do uso desses modelos, tem sido a dificuldade na representação da distribuição espacial e temporal da capacidade de infiltração dos solos e dos índices de coeficiente de escoamento superficial, principalmente em bacias de médio e grande porte (LOU, 2010).

De acordo com Moore et., al. (1993) estes modelos requerem dados baseados nas características topográficas da bacia como, limites das bacias e sub-bacias, inclinação do terreno, comprimento do talvegue, forma do declive, orientação das vertentes, características dos canais de drenagem e conexões entre áreas que definirão como a água se move através das características locais.

Em projetos de engenharia, uma das principais ferramentas utilizadas, ligada a área de recursos hídricos, são os modelos de simulação hidrológica, que possibilitam monitorar, prever, controlar, supervisionar e obter diagnósticos de variados fluxos d'água em uma bacia hidrográfica, através de um conjunto de

equações físicas e matemáticas (RUFINO, 2004). A bacia hidrográfica é o típico objeto de estudo desses modelos e podendo ser integrado com outros modelos para melhor representatividade.

A combinação dos modelos chuva-vazão e hidrodinâmico permite avaliar, como exemplo, a magnitude da redução da vazão após a construção de um reservatório para controle de cheias (GÜL; HARMAN-CIOGLU; GÜL, 2010) e delineamento de área inundada para eventos ocorridos e para eventos projetados com diferentes períodos de retorno (KNEBL et al., 2005; LASTRA et al., 2008).

Existem diversos modelos hidrológicos aplicáveis para cada diferente tipo de situação, sendo eles divididos em modelos concentrados e distribuídos. Cirilo et al., (2007) define os modelos distribuídos como capazes de discretizar o espaço físico e variáveis, além de apresentar maior representatividade com equações que traduzem os processos físicos, já os modelos concentrados são caracterizados pela ponderação das variáveis hidrológicas e representadas por parâmetros, assim, representando resultados por meio de reservatórios fictícios, estabelecendo mecanismos empíricos de troca de água entre eles (ABBOTT e REFSGAARD, 1996).

3.5.1 Modelo HEC-HMS

O sistema de modelagem hidrológica HEC-HMS (*Hydrologic Modeling System*), é projetado para simular os processos hidrológicos completos de sistemas de drenagem de bacias hidrográficas. O software é baseado em procedimentos tradicionais de análise hidrológica, como análise de infiltração, hidrogramas unitários e ciclo hidrológico (HEC, 2002).

O HEC-HMS também é contemplado por processos necessários para simulação contínua, incluindo evapotranspiração, derretimento de neve e contabilidade da umidade do solo. Recursos avançados também são fornecidos para simulação de escoamento, com auxílio da ferramenta (*ModClark*). Ademais, o software contém entre seus mecanismos suplementares, uma ferramenta que possibilita a otimização do modelo e avaliação da incerteza do modelo, fazendo

com que seja possível calibrá-lo e testá-lo antes de sua aplicação real (HEC, 2002).

O Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) assume que uma bacia hidrográfica é reproduzida como um grupo interligado de áreas e que os processos hidrológicos podem ser representados pelos parâmetros que refletem as condições médias dentro da área (Mildeet al., 2002).

Os resultados da simulação são armazenados em HEC-DSS (Sistema de Armazenamento de Dados) e podem ser usados em conjunto com outro software para estudos de disponibilidade de água, drenagem urbana, previsão de vazão, impacto de urbanização futura, projeto de vertedouro de reservatório, redução de danos por inundação, entre outros (HEC, 2021).

Para Santos et al. (2006), os elementos hidrológicos necessários para o processamento do modelo exigem como dados de entrada os valores do coeficiente CN (referente ao tipo de solo/cobertura), as precipitações acumuladas, as áreas impermeáveis das sub-bacias, a geometria da seção crítica, o comprimento entre sub-bacias e propagações e o coeficiente de rugosidade do trecho.

De acordo Souza et al. (2012) onde foram estudados modelos hidrológicos e realizados comparativos entre modelos de simulação de escoamento superficial, foi constatado que representação espacial da bacia e sub-bacias considerada pelo modelo HEC-HMS é mais adequado para a modelação do processo de escoamento superficial em bacias rurais, visto que a quantidade de parâmetros envolvidos na simulação garante um maior detalhamento das características apresentadas por essas áreas.

De acordo com o Manual do Usuário USACE-HEC (2016), o hidrograma unitário sintético gerado por uma determinada bacia hidrográfica, é calculado através da inserção de dados que representem os índices fisiográficos e de precipitação dessa bacia. Os eventos simulados e computados resultam em hidrogramas e tabelas de informação, contendo informações de volume escoado, vazão de pico e tempo de base. Tais informações podem ser aplicadas em diversas áreas de conhecimento e tem por objetivo principal a previsão de vazões.

3.6 MEDIDAS ESTRUTURAIS E ESTRUTURANTES

Para Gonzales (2014), inúmeras técnicas compensatórias vêm sendo analisadas e aplicadas na atualidade com objetivo de sanar as falhas no sistema de drenagem urbana, buscando reduzir os impactos que o efeito da urbanização causa sobre o ciclo hidrológico. Contudo, caso o sistema de drenagem for insuficiente, os centros urbanos e a população sofrerão com inundações. Assim, Canholi (2014) evidencia a importância da aplicação de medidas estruturais e/ou estruturantes para o armazenamento das cheias a fim de reorganizar os escoamentos e mitigar os problemas. As diferenças entre as soluções estruturais alternativas ou compensatórias, estão relacionadas aos conceitos envolvidos no processo, armazenamento e infiltração (BEBINI, 2015).

Segundo Bebini (2015), o processo de armazenamento é responsável por reduzir o pico de enchentes, através de sua capacidade de amortecimento das ondas de cheia pela retenção temporária dos volumes escoados em dispositivos que possibilitam o acúmulo de água, porém nem sempre capazes de reduzir o escoamento superficial. São caracterizados por estruturas de condutos de armazenamento, faixas gramadas, bacias de retenção e, reservatórios, que podem ser adaptadas as mais diversas condições locais, de acordo com topografia, área, formato, materiais empregados, entre outros.

As técnicas de infiltração contribuem para o retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado em áreas adjacentes externas, através de técnicas que aprimoram a disposição das águas pluviais no solo (Bebini, 2015). Uma das ferramentas adotadas para esta prática são os fluxos subterrâneos capazes de armazenar e retardar o escoamento superficial, incrementando a recarga dos lençóis freáticos. Podem ser aplicados mediante possibilidade de manutenção da permeabilidade da camada superficial do solo. As obras características por realizar esta função são: Pavimentos porosos, trincheira de infiltração, vala de infiltração e poço de infiltração. Graciosa (2004) comenta que um dos maiores problemas enfrentados por este tipo de dispositivo é o processo de colmatção, afetado pela granulometria da camada superficial do solo e do teor de sólidos suspenso na água.

Quanto aos dispositivos de armazenamento, são relacionados três tipos de estruturas (Baptista et al., 2015):

- *Bacias de Retenção*: O escoamento de um dado evento de cheia é armazenado e não é descarregado no sistema de drenagem a jusante durante o evento, ou seja, o reservatório tem seu volume permanentemente preenchido com água, que pode ser utilizada para irrigação, manutenção de vazão mínima e/ou ser infiltrada no solo. Sua principal função é o controle de inundações.
- *Detenção*: O volume de água descarregada é igual ao afluente, apenas distribuído em um intervalo de tempo superior. Portanto, o armazenamento é de curto prazo, sendo usualmente inferior a 24 horas, com a atenuação do pico de vazão de saída a um valor inferior ao de entrada, proporcionando um rearranjo temporal de vazões. Fora dos eventos de cheias, pode ser utilizado para atividades recreacionais.
- *Condução*: Armazenamento é feito de forma transitória e temporária, quando os canais, várzeas e drenos conduzem o escoamento superficial. Utilizam-se canais com baixa velocidade de escoamento e seções mais amplas.

As bacias de detenção geram impactos positivos no regime hidrológico mediante o amortecimento das vazões de pico, melhoram a qualidade da água, afinal, partículas suspensas são decantadas na água, a paisagem urbanística e a qualidade de vida do município e áreas ribeirinhas também são aprimoradas, uma vez que construídos os reservatórios, criam-se superfícies com água (piscinões) e as cheias deixam de ocorrer, assim evitando danos a população (CASTRO, 2002).

Para Tucci (2007), uma das desvantagens de implantação de reservatórios de detenção está relacionada a dificuldade de encontrar lugares adequados, custo elevado de aquisição das áreas, oposição por parte da população por grandes estruturas de reservatórios e retenção de resíduos. Assim, o autor aponta para a solução destes problemas a implantação de microrreservatórios de detenção de águas pluviais, localizados na fonte de geração do escoamento.

3.6.1 Reservatórios de Detenção

Popularmente conhecidos como “piscinões”, os reservatórios de detenção são estruturas com a finalidade de absorver e acumular temporariamente as águas de chuva com descarga gradual a jusante, contribuindo para a redução do escoamento superficial e o risco das inundações de áreas urbanas, sendo projetado para permanecer seco entre eventos chuvosos, podendo nessas ocasiões ser utilizado para outras finalidades, como por exemplo práticas de esporte e lazer (VASCONCELLOS, 2011). A infiltração não é o objeto alvo neste caso e sim a detenção do escoamento, permitindo assim a transferência de vazões compatíveis com os limites admitidos pelo sistema de drenagem existente (BAPTISTA, 2005).

Segundo Tucci (2017), a ideia de reservatório no Brasil é atribuída a de grandes obras, contudo, o reservatório de detenção urbano pode representar uma pequena superfície e de baixo volume, que faça parte de uma área pública ou até mesmo de um condomínio. Portanto, com a implantação de um reservatório para amortecimento desta vazão, numa área urbana, ele tenderá a reduzir a vazão máxima significativamente. Canholi (2013) define as bacias de detenção com responsáveis pelo armazenamento temporário do escoamento excedente, com liberação lenta deste volume, assim, proporcionando o efeito de amortecimento do pico de cheia.

Para Bichança (2006) os aspectos construtivos, as estruturas de detenção podem ser enterradas ou a céu aberto, e em geral possuem as seguintes características: (a) volume de armazenamento; (b) taludes e/ou contenções laterais; (c) dique a jusante; (d) dispositivos de descarga tais como condutos, orifícios, válvulas e dispositivos de segurança como um extravasor de superfície do tipo vertedor.

Contudo que estas estruturas sejam planejadas para o amortecimento de vazões, elas são capazes também de captar sedimentos e detritos, que são carregados pela água da chuva e acabam por se concentrar em um único ponto facilitando a limpeza e, conseqüentemente, viabilizam o processo de recuperação da qualidade das águas de córregos e rios urbanos. O projeto de

obras de reservatórios de retenção deve ser dimensionado para um volume útil embasado em modelos pluviométricos com períodos de retorno maiores do que os convencionais, entre 10 e 100 anos, sendo considerado o período de retorno de 25 anos o de maior custo benefício (CANHOLI, 2005).

De acordo com o Manejo de Águas Pluviais Urbanas (2009) existem algumas limitações que inviabilizam a aplicação de reservatórios de retenção, como áreas de drenagem menores que 5 hectares e necessidade de manutenção contínua, devido à possibilidade de obstrução da estrutura de saída por matéria sólida.

Baptista (2005) e Manejo de Águas Pluviais Urbanas (2009) elencam os principais usos de estruturas de reservatórios de retenção:

- Bacias Hidrográficas urbanas densamente povoadas e com baixa infiltração, onde o uso de canalização e galerias de drenagem torna-se inviável;
- Bacias que sofrem com constantes inundações e acabam causando inúmeras perdas materiais e humanas para a população;
- Em áreas de terrenos degradados, pois possibilitam a criação de áreas verdes e de lazer, valorizando a presença da água e aumentando a qualidade de vida do local.

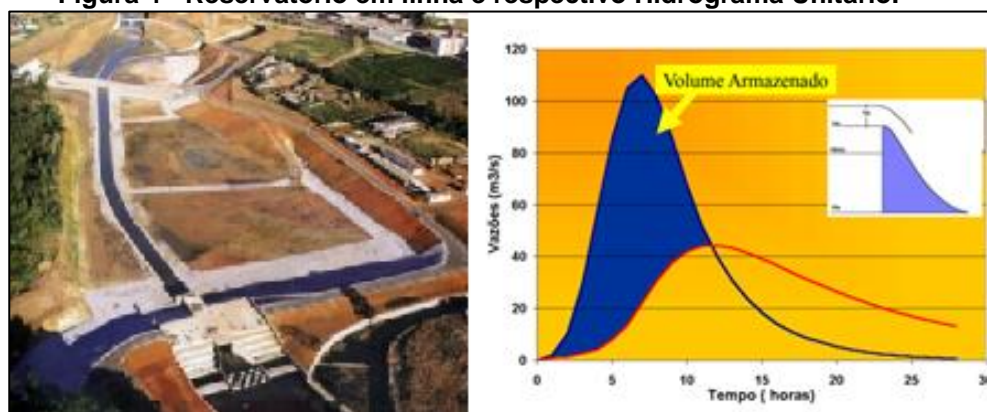
Porto (1998) salienta que os reservatórios de retenção de pequeno porte contemplam a possibilidade de serem concebidos de modo a operar de forma natural, sem necessidade de mão de obra, através de manobras de comportas, setores ou outros dispositivos de liberação.

Para Miguez e Magalhães (2010) a aplicação desta estrutura tem apresentado crescimento nas últimas décadas e possui vasta abrangência, podendo ser utilizada de forma intensiva em um determinado local, através da construção de grandes reservatórios, ou de forma extensiva, onde ocorre a distribuição de inúmeros dispositivos de retenção sobre a bacia hidrográfica, com tamanhos e modelos diferentes, permitindo suas instalações em loteamentos e praças públicas. Afinal, bacias de retenção são elementos ambientalmente corretos para o controle de cheias urbanas, passando a constar

em legislações municipais ou sendo aspirada por aqueles que ainda não efetivaram sua utilização.

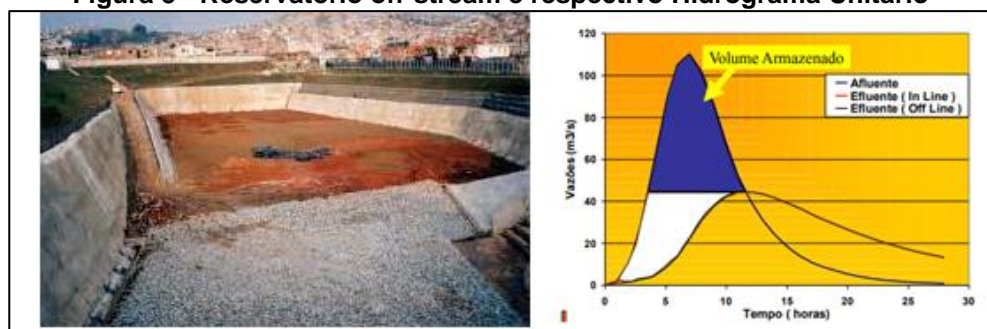
De acordo com Mascarenhas et al (2005) os reservatórios quando forem de grandes dimensões apresentam denominações distintas de acordo com sua implantação, podendo ser “em linha” ou *in stream*, quando construídos nas próprias margens dos cursos d’água, onde o enchimento ocorre através do transbordamento do leito menor, propiciando hidrogramas abatidos, conforme Figura 4, ou com detenção lateral, *off-stream*, quando implantados nas áreas laterais disponíveis com enchimento feito através do desvio da água do seu curso normal (Figura 5), promovendo corte horizontal no hidrograma.

Figura 4 - Reservatório em linha e respectivo Hidrograma Unitário.



Fonte: DAEE (1998a) e Porto e Filho (2004)

Figura 5 - Reservatório off-stream e respectivo Hidrograma Unitário



Fonte: DAEE (1998a) e Porto e Filho (2004).

É de extrema importância que sejam considerados na hora do projeto, dimensionamento e implantação de reservatórios de detenção à combinação espacial dos efeitos, afinal onde há ocorrência da descarga, áreas à jusante, localizadas na zona mais baixa da bacia, deve-se admitir descargas sem controle, assim prevendo e evitando que o pico de vazão de escoamento não

seja combinado com o pico das vazões à montante, caso contrário, existiriam grandes chances de ocorrer um aumento na vazão máxima do hidrograma combinado. (MASCARENHAS et al., 2005).

Tassi (2002) aponta que um dos principais trunfos e motivos de popularidade dos dispositivos de detenção está associado, principalmente em microreservatórios, a possibilidade de concepção estrutural assumidos os mais variados formatos e materiais distintos (concreto, alvenaria, fibrocimento, solo, etc.) que podem ser empregados.

Os reservatórios de detenção são compostos por estrutura de entrada, armazenamento, descarga e extravasor do sistema. Cada uma delas é definida de acordo com o que segue:

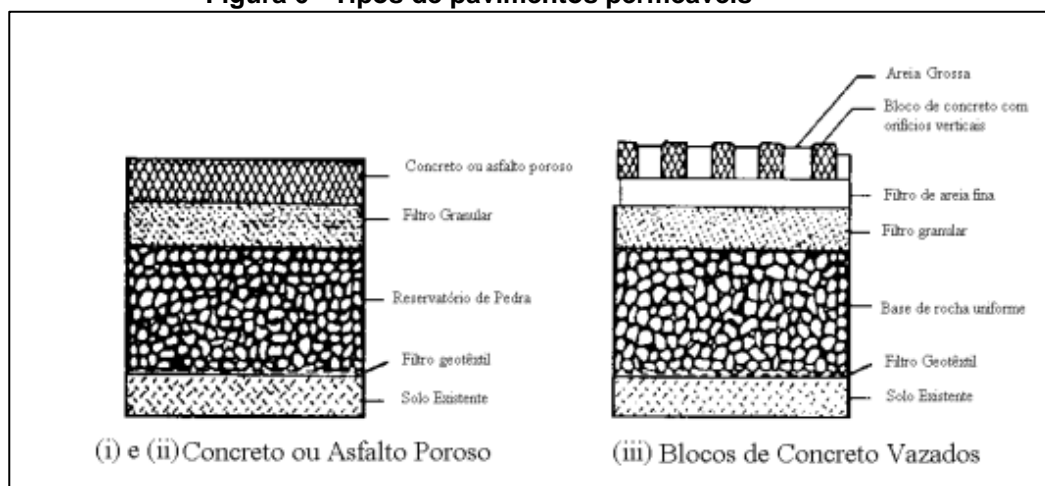
- *Estruturas de Entrada ou Saída:* Restringem a entrada do escoamento no sistema de drenagem por meio da reservação da água precipitada, podendo ou não retornar para o sistema (MASCARENHAS et al., 2005). Podem ser via gravidade quando o reservatório está abaixo da cota da água a ser armazenada ou, via bombeamento. Porto e Filho (2004), recomendam o uso de bombeamento somente caso exista um local privilegiado para instalação e seja compensado pelos seus gastos.
- *Corpo de Armazenamento:* Responsável pela contenção dos volumes amortecidos, podendo ser constituídos dos mais diversos materiais conforme supramencionados. Capazes de manter o pico de vazão do escoamento superficial pré-urbanizado, evitando inundações (COFFMAN et al., 1998).
- *Estrutura de Descarga:* De acordo com Oliveira (2004) são estruturas que controlam a vazão de saída, volume retido no reservatório e nível de água. Deve-se ter cuidado com este tipo de estrutura pois elas estão sujeitas a entupimentos.
- *Extravasor:* Elementos com a finalidade de segurança, aplicados para proteção contra eventos de maiores magnitudes, os mais aplicados em reservatórios são os vertedores.

3.6.2 Pavimentos Permeáveis

Existem algumas maneiras que são capazes de promover um aumento da infiltração em lotes urbanos, denominados dispositivos de controle pluvial direto na fonte, que são boas alternativas e que possuem custos consideravelmente baixos (PINTO et al., 2011). Um exemplo de dispositivo são os pavimentos permeáveis, diminuindo o escoamento direto no local.

Pavimento permeável é definido como um dispositivo de infiltração onde o escoamento superficial é desviado através de uma superfície permeável para dentro de um reservatório de pedras localizado sob a superfície do terreno (URBONAS e STAHRÉ, 1993) e (TUCCI e MARQUES, 2000). Dois dos tipos de pavimentos permeáveis são representados pela Figura 6, onde constam asfalto poroso e módulos de blocos de concreto vazado, que podem ser preenchidos com material granular como a areia, ou grama.

Figura 6 - Tipos de pavimentos permeáveis



Fonte: Tucci e Marques (2000).

Tucci e Marques (2000) recomendam o uso dos pavimentos permeáveis apenas para áreas de estacionamento e passeios públicos devido à sua baixa capacidade de suporte, sendo recomendado para tráfego de veículos leves.

De acordo com Gal (2013), blocos de basalto, asfalto e concretos porosos são incluídos no ramo de pavimentos permeáveis, para o autor, estas estruturas compõem os mais variados sistemas construtivos que podem ser implantados

nas áreas urbanas, entre elas, estacionamentos, passeio público, ruas, estradas, parques e praças.

Jabur et al., (2015) constatou uma diferença comportamental do controle de escoamento nos revestimentos, pois o bloco vazado, por apresentar aberturas maiores em comparação ao asfalto poroso, manteve-se a redução de escoamento superficial, pois estes “vazios” funcionam como reservatórios, onde mesmo que a chuva exceda a capacidade de infiltração, existe o armazenamento da chuva excedente. Em contrapartida, quando analisado o asfalto poroso verificou-se um valor de escoamento superficial muito superior aos blocos, além de ser constatado que o asfalto poroso sofre deterioração ao longo dos anos e decresce sua capacidade de infiltração (JABUR et al., 2015).

3.6.3 Plano Diretor e Zoneamento

De acordo com Tucci (1997), as principais medidas de controle de enchentes não-estruturais são os Planos Diretores e políticas de zoneamento de cada município. O zoneamento é uma medida que se baseia no levantamento e cadastro de possíveis áreas de inundação em uma determinada bacia hidrográfica por um período igual ou maior de 100 anos. Delimitadas e conhecidas as áreas, estas são classificadas mediante o risco e capacidade hidráulica de interferir nos picos de cheia a montante e jusante da bacia e, para que as áreas sejam regulamentadas, é preciso às caracterizar quanto a topografia, escoamento e tipo de uso e ocupação do solo.

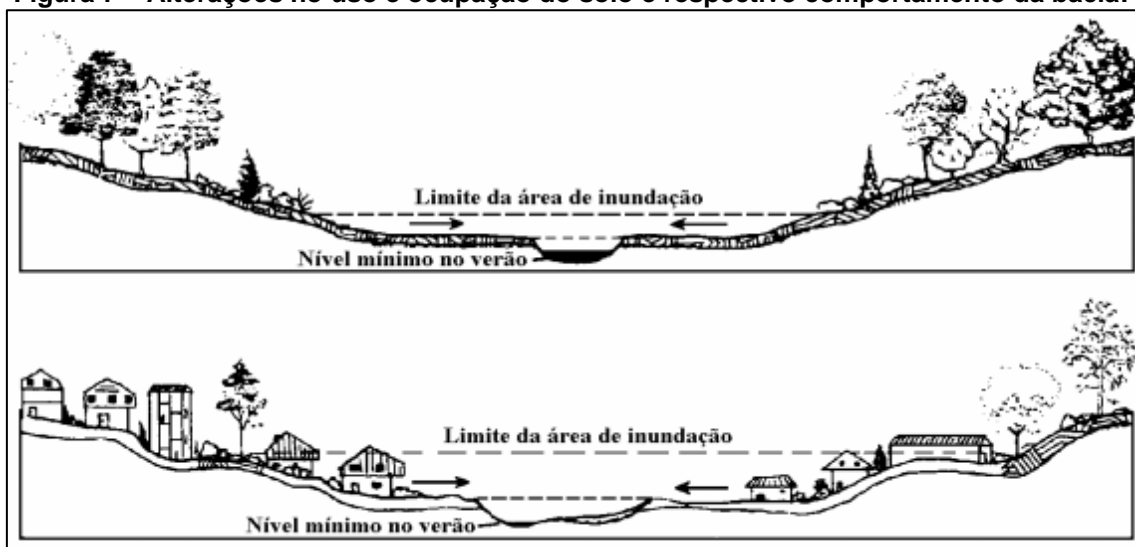
Ao Plano Diretor Urbano da cidade é incorporado e regulamentado, por legislação municipal específica, o zoneamento. No caso de áreas já ocupadas e identificadas como possíveis zonas de riscos, é possível que sejam estabelecidos programas de transferência dos moradores dos locais onde ocorrem maiores eventos e de forma constante (TUCCI, 1997). Contudo, ainda de acordo com o autor, existe um desgaste político muito relevante quando trata-se de zoneamento, onde nem sempre há um aceite da população, que na maioria das vezes está a espera de obras hidráulicas para redução de enchentes.

Segundo CBH-AT (Comitê da Bacia Hidrográfica do Alto Tietê) (2002), o Estado deve cooperar na adequação da legislação e das práticas administrativas municipais de acordo com os objetivos e metas dos planos de drenagem urbana, sendo uma das formas de contribuição o uso de incentivo externos articulados a medidas de supervisão e acompanhamento.

Logo, as políticas fiscais relacionadas a drenagem urbana, como taxas de melhoria e descontos direcionados a incentivos de práticas de conservação, buscam prevenir e promover práticas sustentáveis que sejam capazes de gerar autonomia para criação de sistemas apropriados de gestão de recursos hídricos nas bacias hidrográficas, minimizando os efeitos de pós-urbanização sem que ocorra necessidade de inúmeras interferências estruturais para controle de cheias (TUCCI, 2007).

Tucci e Marques (2001), salientam a necessidade de implementação de campanhas promocionais de incentivos à manutenção de ambientes naturais, apresentando à população a verdadeira importância da existência de áreas livres permeáveis, ou seja, sem alteração do uso do solo, para que sejam mantidas as características pré-urbanização da bacia. As alterações nas características de uso e ocupação do solo acabam por modificar a estrutura da bacia hidrográfica e conseqüentemente, aumentam as áreas de inundação, além de afetar a qualidade da água ocasionada pelo aumento dos sedimentos e carregamento de poluentes, observados na Figura 7.

Figura 7 – Alterações no uso e ocupação do solo e respectivo comportamento da bacia.



Fonte: (Schueler, 1987).

Para Canholi (2013), as alterações no uso do solo e seus respectivos efeitos devido ao processo de urbanização, afetam o ciclo hidrológico com o aumento da impermeabilização, redução da cobertura vegetal e consequente assoreamento das seções de drenagem locais, que acabam por reduzir a capacidade de escoamento de condutos, rios e lagos urbanos.

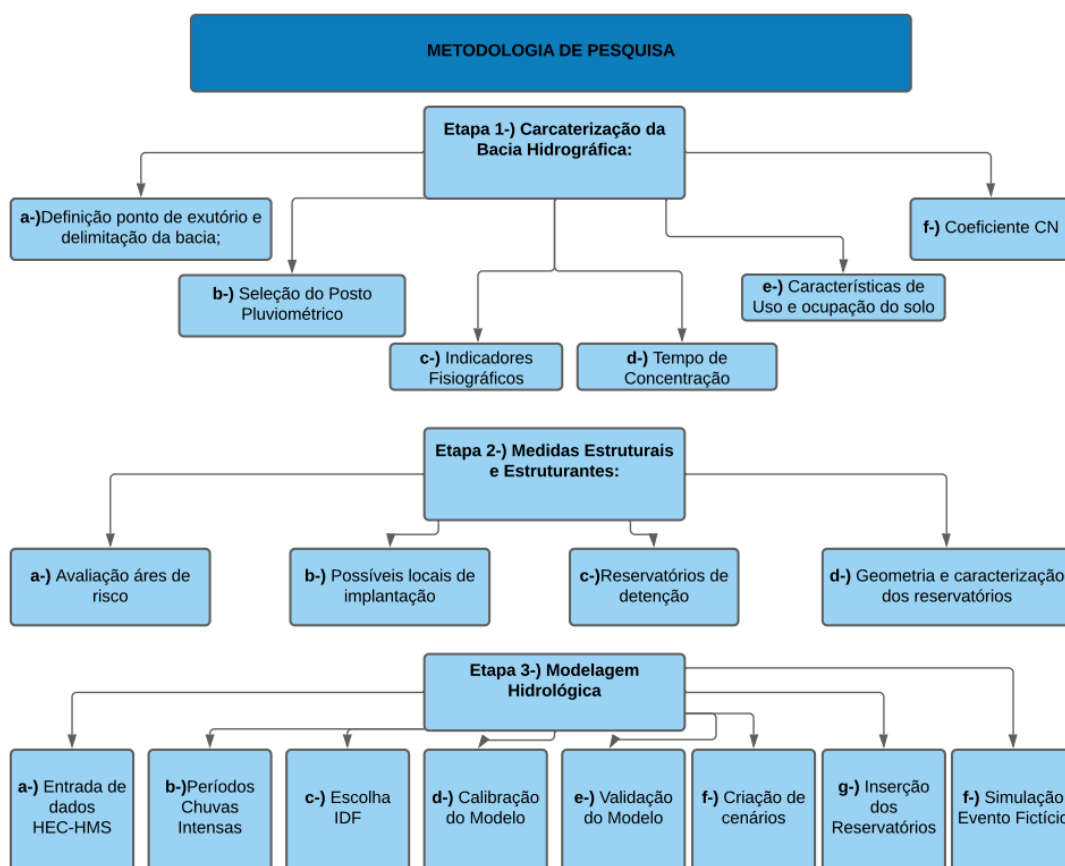
4 MÉTODO DE PESQUISA

O presente trabalho foi desenvolvido com o intuito de caracterizar a bacia hidrográfica do Arroio Barracão e avaliar a implantação de medidas de controle, sejam elas estruturais e/ou estruturantes, para a redução do escoamento superficial e amortecimento das vazões de pico, a fim de evitar os recorrentes danos e problemas sofridos pelo município com enchentes e inundações. Para tanto, foram gerados e simulados alguns eventos com cenários que fossem capazes de representar o escoamento superficial direto gerado pela bacia e seu respectivo volume regularizado descarregado à jusante.

Para a realização do trabalho, foram obtidos os principais parâmetros necessários para caracterização da Bacia Hidrográfica, cálculo dos indicadores fisiográficos, calibração e validação de Modelo Hidrológico, avaliação de medidas estruturais e/ou estruturantes e simulação de cenários que permitissem a análise e avaliação dos escoamentos superficiais gerados.

Na Figura 8 é apresentado o fluxograma com as etapas sequenciais que foram necessárias para o desenvolvimento do trabalho.

Figura 8 - Fluxograma Metodologia de Pesquisa



Fonte: Autor, 2021.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

Nesta etapa foram analisadas e delimitadas as características e indicadores fisiográficos referente a bacia hidrográfica do objeto de estudo, a fim de obter como resultado o tempo de concentração a ser empregado na modelagem hidrológica.

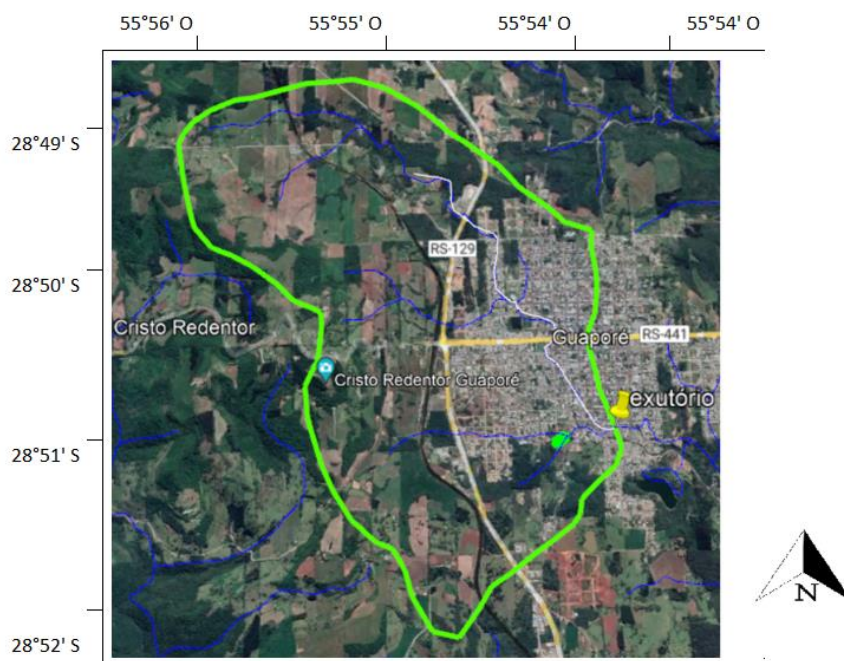
O local de estudo situa-se no Estado do Rio Grande do Sul, na cidade de Guaporé, inserida na bacia hidrográfica do Arroio Barracão. A população estimada do município é de 26.199 habitantes, difundidos em uma extensão de 297,54 km² e densidade demográfica de aproximadamente 87 hab./km² (IBGE, 2021). De acordo com ISAM-UCS (2020), atualmente, 90% da população reside

em áreas urbanas, fato que acaba por alavancar a densidade demográfica para 3.322 hab./km² na área urbanizada no município.

A região em estudo está inserida dentro de uma sub-bacia da bacia hidrográfica do Arroio Barracão e abrange uma área em sua totalidade de 15,80 km², que equivalem a 5% da área total do município, sendo 1,48% ocupado por área urbana, região onde o Arroio Barracão está canalizado. Segundo ISAM-UCS (2020) as principais nascentes que abrangem a área estão situadas nas porções Noroeste e Sudoeste de Guaporé, próximas ao Rio Carneiro, que percorre a área urbana do município.

Para que fosse possível delimitar a bacia hidrográfica deste trabalho, considerou-se como ponto de exutório o local onde está inserido o posto fluviométrico, localizado nas coordenadas decimais Latitude Sul 28.8573194 e Longitude Oeste 51.8882305. Para a delimitação da bacia hidrográfica utilizou-se o software *Google Earth Pro* com a inserção de cartas topográficas e hidrografia local. A Figura 9 apresenta a delimitação e área onde está inserida a bacia hidrográfica. Posterior delimitação da bacia hidrográfica, foram calculados os indicadores fisiográficos e sendo que os resultados gerados são apresentados no Capítulo 5.

Figura 9 – Delimitação Bacia Hidrográfica Arroio Barracão



Fonte: Google Earth Pro (2021).

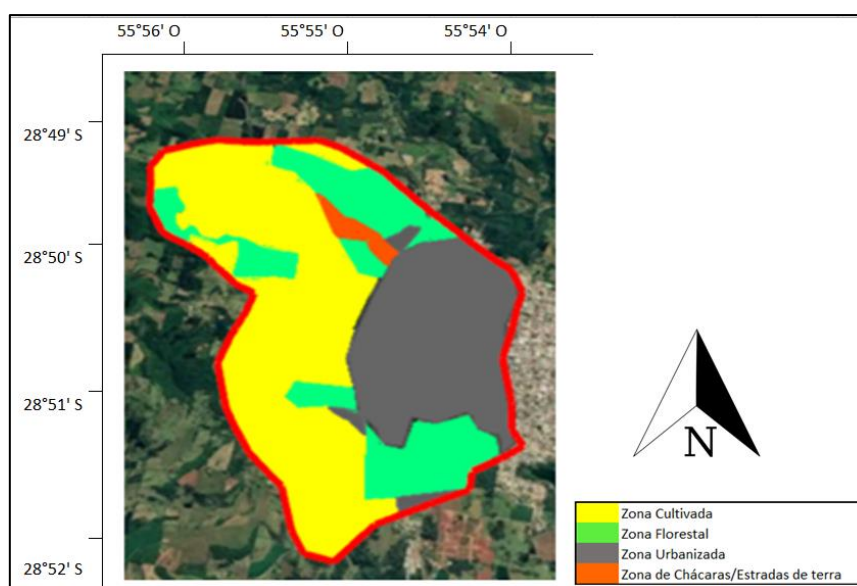
Para a determinação do tempo de concentração da bacia hidrográfica deste trabalho, foi utilizado como base a fórmula de Kirpich (Equação 7), que permite o cálculo do tempo de concentração com o uso de variáveis que levam em consideração o comprimento do talvegue e a diferença de cotas entre o ponto mais afastado do rio principal e o seu exutório.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

Para o mapeamento das áreas respectivas a cada tipologia de cobertura vegetal e ocupação do solo, dividiu-se a bacia hidrográfica do objeto de estudo em áreas de influência com o auxílio das imagens de satélite do *Google Earth Pro*. O mapeamento foi realizado para obtenção do valor de CN para cálculo de vazões, cujas áreas de influência e tipologias obtidas são apresentadas na Figura 10.

A variação do número representativo do CN varia de 1 a 100, sendo o limite inferior para condições de solo com elevada taxa de infiltração e baixo escoamento superficial, já o limite superior é para condições de solo de baixa taxa de infiltração e alto escoamento superficial (TUCCI, 1993).

Figura 10 – Divisão da Bacia em áreas de influência para determinação do coeficiente CN



Fonte: Autor 2021.

Os valores de CN para diferentes tipos de cobertura de solo são apresentados na Tabela 6, conforme critérios adotados por Tucci (1993) para bacias inseridas em áreas urbanas e suburbanas e pela Tabela 7 com os valores definidos por Tucci (2004) em bacias situadas em zonas rurais.

Tabela 6 – Valores de CN para áreas Urbanas e Suburbanas

Utilização ou cobertura do solo	Grupo Hidrológico de solos			
	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
Terrenos 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
Floresta com cobertura boa	25	55	70	77
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais	77	85	90	92
Parques de estacionamento, telhados e viadutos.	98	98	98	98
Vias asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Arruamentos em paralelepípedos	76	85	89	91
Terra exposta	72	82	87	89

Fonte: Tucci (1993).

Tabela 7 – Valores de CN para bacias rurais

Uso e ocupação do solo		Grupos de Solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
	Em cura de nível	67	77	83	87
Plantações Regulares	Terraceamento em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
	Em cura de nível	62	74	8	85
Plantações de Cereais	Terraceamento em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
	Em cura de nível	60	72	81	84
Plantações de Legumes	Terraceamento em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curvas de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	78

		(conclusão)			
Chácaras e estradas de terra	Esparsas, de baixa respiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densas, de alta respiração	25	55	70	77
	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
Florestas	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, de alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

Fonte: Tucci (2004).

Uma vez definida a divisão das áreas da bacia hidrográfica de acordo com suas características de uso e ocupação do solo, calculou-se os valores de CN de acordo com as tabelas supramencionadas. Após obter o valor do coeficiente para cada área, determinou-se o valor de CN de projeto através do método de ponderação de acordo com a Equação 14, para que assim fosse possível determinar os valores de capacidade de infiltração do solo (S) e de abstração inicial (Ia).

$$CN = \frac{\sum_{i=1}^n CN_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (14)$$

A determinação do valor de S é função do tipo e uso do solo e das condições antecedentes de umidade, descrito pela Equação 15:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (15)$$

Onde:

CN = número da curva, estimado com base no tipo de solo e nas características da cobertura do local.

S = capacidade de infiltração do solo em mm.

Com a utilização da Equação 16 pode-se executar o cálculo da abstração ou perdas iniciais, expresso em mm, determinado a partir do valor de capacidade de infiltração do solo

$$Ia = \frac{S}{5} \quad (16)$$

Onde:

Ia = Perdas iniciais (mm).

4.3 VAZÃO DE PROJETO

Para a determinação da precipitação simulada, utilizou-se o método da equação clássica das chuvas intensas (IDF), calculada a partir da intensidade, duração e frequência da chuva. Os parâmetros e ajustes desta equação são específicos para cada local, e são definidos mediante disponibilização de dados de postos pluviométricos instalados dentro ou próximos a bacia hidrográfica. Para calcular a IDF, utiliza-se como base a fórmula de Bernard (1930), expressa pela equação 17.

$$i = \frac{a \times T^b}{(t + c)^d} \quad (17)$$

Em que:

i = intensidade de precipitação (mm/h);

T = Tempo de retorno adotado;

t = tempo de duração da chuva do projeto;

a, b, c, d = parâmetros ajustados para cada região.

Os parâmetros de ajuste para a região utilizados neste estudo foram determinados de acordo com Bortolin et al., (2019) e estão apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Parâmetros a, b, c, d para Guaporé/RS

SIMULAÇÃO DE EVENTO				
Posto definido	IDF Escolhida			
	a	b	C	d
Guaporé 02851044	901,203	0,172	9,791	0,724

Fonte: Bortolin et al, (2019).

4.3.1 Hietograma de Projeto

De acordo com o critério estabelecido pelas diretrizes de projetos do Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais V. II (DAEE, SÃO PAULO, 2012), o tempo de duração da chuva será igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica acrescido de 60%, correspondido por um valor em minutos. Como a precipitação tende a variar ao longo da sua duração, principalmente em bacias maiores, a intensidade da chuva inicial costuma ser baixa e tende a crescer no decorrer do tempo, para depois decair até encerrar.

A chuva no período em que ocorrem as maiores intensidades é a precipitação responsável pelo pico do hidrograma. Portanto, para a utilização do método dos Blocos Alternados concentram-se as maiores intensidades precipitadas no meio da duração da chuva. Assim, caso a duração da precipitação de projeto for aumentada, as chuvas críticas responsáveis pela vazão de pico não sofrerão alterações e permanecerão junto à região central do hietograma.

Para a determinação do período de retorno, deve-se primeiramente considerar a natureza da obra a ser projetada. Este tempo de retorno referido, é o tempo de chuvas máximas de projeto a serem considerados em função de sua probabilidade de ocorrência, devendo ser levado em conta a vida útil da obra, custos e orçamento disponível, segurança e população. Segundo as considerações do Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais V. II (DAEE, SÃO PAULO, 2012) quanto menor o risco, ou seja, maior período de retorno, maior o investimento e vice-versa. Para as obras de macrodrenagem, sistema que engloba os reservatórios de retenção, são recomendados à adoção de tempo de retorno igual ou superior a 50 anos. Portanto, quando tratado de obras de macrodrenagem, pode-se dizer que estas têm por finalidade evitar as maiores enchentes em bacias urbanas, como a construção de canais, bacias de retenção e/ou retenção.

O método dos Blocos Alternados seguiu as seguintes etapas de cálculo:

- Seleção da duração da chuva (D) e o intervalo de discricção (d);
- Cálculo da intensidade de chuva para cada duração a partir da relação IDF;

- Transformação das intensidades são em alturas de chuva e acumuladas até o último intervalo de tempo;
- Cálculo dos incrementos dos totais acumulados;
- Rearranjo dos incrementos onde, no centro da duração da chuva fique o maior bloco e na sequência os demais blocos sejam dispostos em ordem decrescente, um à direita e o outro à esquerda do bloco maior, alternadamente.

4.3.2 Vazão de Enchente

A vazão de projeto da bacia hidrográfica pode ser delimitada por modelos de chuva-vazão, como o Método do Hidrograma Unitário-SCS ou do Método Racional, ambos calculados e comparados para o desenvolvimento deste trabalho. Para a determinação da vazão de projeto é necessário a avaliação e separação do escoamento, cálculo da vazão de pico, volume precipitado, hidrograma unitário definido e período de retorno. A vazão de projeto foi obtida pelo método SCS-CN pela transformação da precipitação efetiva em vazão. De acordo com o *US Department of Agriculture (1975)*, esse modelo faz separação do escoamento com base na Equação 18:

$$Pe = \frac{(P - 0,2 \times S)^2}{P + 0,8 \times S} \quad (18)$$

Onde:

Pe = precipitação efetiva, em mm (caso $P > 0,2S$; caso $P \leq 0,2S$, $Pe = 0$);

P = precipitação, em mm $P > 0,2S$ $P \leq 0,2S$ $Pe = P$;

S = capacidade de infiltração do solo em mm.

Uma vez definidas as características de uso e ocupação do solo, hidrograma unitário e hietograma de projeto, torna-se possível definir a parcela da precipitação que gera o escoamento superficial direto, denominada chuva efetiva. O cálculo da chuva efetiva foi dividido em 3 etapas de acordo com o que segue:

- Acumulou-se a precipitação até o final de cada intervalo de tempo;

- Calculou-se o escoamento acumulado;
- Realizou-se os incrementos nos escoamentos;
- Separou-se o que o volume escoado e o volume infiltrado.

Para fins comparativos, fez-se o uso do Método Racional para obter a vazão de projeto, calculada pela Equação 19 e os valores de escoamento C são apresentados na Tabela 9.

$$Q_p = 0,278 \times C \times i \times A \quad (19)$$

Onde:

Q_p = Vazão de projeto (m^3/s).

C = Coeficiente de escoamento.

I = intensidade da precipitação (mm/h)

A = área da bacia (km^2)

Tabela 9 – Coeficientes de escoamento C

Características da Superfície	C
Área Comercial	
Central	0,70 a 0,95
Bairros	0,50 a 0,70
Área Residencial	
Residências isoladas	0,30 a 0,50
Unidades Múltiplas (Separadas)	0,40 a 0,60
Unidades Múltiplas (Conjugadas)	0,60 a 0,75
Subúrbio	0,25 a 0,40
Área com prédios	0,50 a 0,70
Área Industrial	
Indústrias leves	0,50 a 0,80
Indústrias pesadas	0,60 a 0,90
Parques, Cemitérios	0,10 a 0,25
Playgrounds	0,20 a 0,35
Pátios de estradas de ferro	0,20 a 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30
Ruas	
Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
Pavimentação de concreto	0,80 a 0,95
Blocos	0,70 a 0,85
Passeios	0,75 a 0,85
Telhados	0,75 a 0,95
<i>Terrenos com solos arenosos</i>	
Pequena declividade (2%)	0,05 a 0,10
Declividade média (2%-7%)	0,10 a 0,15
Forte declividade (>7%)	0,15 a 0,20

(conclusão)

<i>Terrenos com solos argilosos</i>	
Pequena declividade (2%)	0,15 a 0,20
Declividade média (2%-7%)	0,20 a 0,25
Forte declividade (>7%)	0,25 a 0,30

Fonte: ASCE/WEF, citado em Chow 1962.

Para a determinação do valor de Fator de Correção da Área da Bacia (FRA) utilizou-se a Equação 20.

$$FRA = 1 - \frac{(A^{0,5})}{(27,3 \times tc^{0,215})} \quad (20)$$

Onde:

FRA = Fator de Correção Área da Bacia adimensional;

A = Área de Bacia (km²);

tc = Tempo de concentração da bacia (min).

A entrada de dados para determinação do Hidrograma Unitário do Método SCS-CN foi desenvolvida mediante aplicação das Equações 21, 22, 23 e 24.

$$tp = 0,6 \times tc \quad (21)$$

Onde:

tp = Tempo de pico (h).

tc = Tempo de concentração (h).

$$tb = Tp + 1,67 \times Tp \quad (22)$$

Onde:

tb = Tempo de base (h).

Tp = Tempo de subida (h).

$$Tp = tp + \frac{d}{2} \quad (23)$$

Onde:

d = Intervalo de tempo (min).

$$qp = \frac{0,208 \times A}{Tp} \quad (24)$$

Onde:

q_p = vazão de pico ($m^3/s.mm$).

A = Área da Bacia (km^2).

4.4 MODELAGEM HIDROLÓGICA

Nesta etapa, foi determinado o hidrograma de escoamento superficial direto produzido pela bacia hidrográfica. Para tanto foi utilizado o *software* HEC-HMS. No *software*, uma bacia é interligada por um grupo de áreas, e os parâmetros hidrológicos podem ser tomados como uma média dentro de cada área.

As fases de trabalho do *software* podem ser definidas em quatro grandes áreas, sendo a primeira relacionada com a determinação da precipitação efetiva; seguida pela transformação dessa precipitação em escoamento superficial direto através do tempo de retardo, que compreende o tempo entre os centros de gravidade do hietograma e do hidrograma estimado em 60% do tempo de concentração; posteriormente, ocorre a distinção entre escoamento direto e base; e, por último, realiza-se a simulação para aferição da vazão de pico e volume escoado até que os parâmetros observados tendam a ser iguais ou próximos do simulado. Por fim, uma vez calibrado o software, criam-se cenários e são inseridos reservatórios de detenção, em um evento fictício que represente o comportamento da bacia hidrográfica, a fim de amortecer as vazões de pico.

4.4.1 Curva-Chave

Para a utilização da equação da curva-chave utilizou-se uma série histórica de 2 anos de dados de nível, monitorados de minuto a minuto, realizada por um posto fluviométrico localizado no exutório da bacia. Os dados obtidos foram transformados em vazão com base na curva-chave, representada pela Equação 25, definida com base de dados observados e medidos em campo (ISAM-UCS, 2020).

$$Q = 0,0000316 \times (h + 19,14)^{2,667} \quad (25)$$

Sendo:

$Q = \text{Vazão (m}^3/\text{s)}$;

$h = \text{Nível Observado (cm)}$

Posteriormente, foram selecionados dois períodos de eventos de precipitação para calibrar o modelo-chuva vazão com base nas características fisiográficas da bacia para o cenário atual no HEC-HMS. Para a validação do modelo foram selecionados e utilizados outros eventos de chuva, sendo o período que apresentou melhores resultados entre 00:00h do dia 26/11/2019 até 00:00h 27/11/2019.

4.4.2 Calibração e Validação do Modelo

A calibração do modelo hidrológico no software HEC-HMS 4.8 seguiu as seguintes etapas:

- Criação e conexão da bacia hidrográfica e exutório;
- Seleção do método de Cálculo SCS-CN e Reservatório Linear;
- Inserção dos parâmetros Fisiográficos e características de uso e ocupação do solo da Bacia Hidrográfica;
- Inserção de da dados de precipitação e vazão para o período de chuva escolhido;
- Simulação do evento.

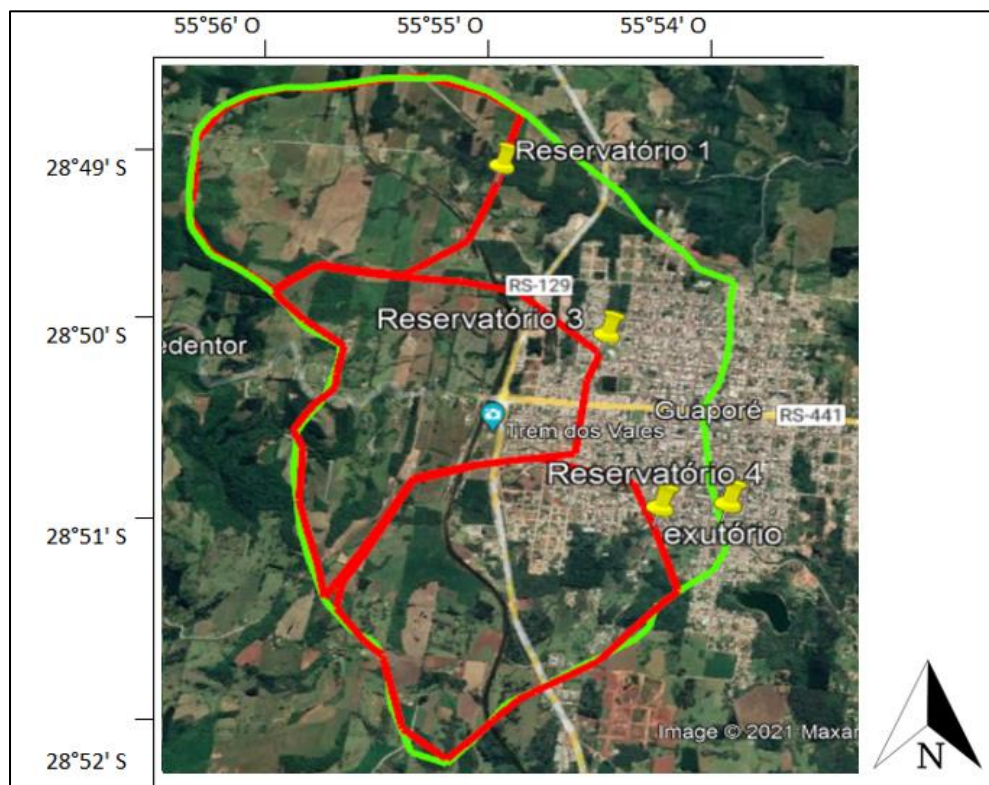
A validação do modelo consistiu na elaboração de simulações onde foram alterados o período de precipitação e vazão e alteradas características de teor de umidade e capacidade de armazenamento e infiltração do solo. Assim foi verificado o resultado de acordo com o comportamento da bacia para o software calibrado.

4.4.3 Cenários

A bacia de estudo foi dividida em 4 sub-bacias de contribuição de escoamento com diferentes características de uso e ocupação do solo (Figura 11). Para cada bacia foram calculados e definidos os parâmetros fisiográficos de

entrada do modelo. Estes parâmetros foram calibrados com a utilização do algoritmo de calibração do HEC-HMS a partir de um evento de precipitação intensa e dados de vazão do posto.

Figura 11 – Divisão das Sub-bacias



Fonte: Autor 2021.

A Tabela 10 resume as características fisiográficas e respectiva localização de cada ponto de exutório das sub-bacias.

Tabela 10 – Caracterização Sub-bacias

Sub-Bacia	Área	Perímetro	Exutório		CN	S	Ia	Impermeabilização	Tempo de retardo
			Latitude	Longitude					
1	4,1 km ²	7,49 km	28°49'51.61"S	51°54'38.17"O	81	59,6 mm	11,9 mm	15,85 %	49,3 min
2	4,4 km ²	-	28°51'22.94"S	51°53'15.36"O	89	31,4 mm	6,28 mm	42 %	46,52 min
3	3,62 km ²	8,8 km	28°50'39.43"S	51°53'57.28"O	81,99	55,8 mm	11,2 mm	26,24 %	22,92 min
4	3,64 km ²	7,27 km	28°51'26.14"S	51°53'33.12"O	82,93	52,3 mm	10,5 mm	24,72 %	25,35 min

Fonte: Autor 2021.

Após concluída esta etapa, foram criados os cenários capazes de representar o comportamento da bacia hidrográfica em fase anterior à

urbanização, posterior urbanização (cenário atual) e projeção futura. Como resultado, obteve-se de escoamento e vazão gerados em cada situação.

Optou-se pelo desenvolvimento de quatro cenários que permitissem analisar os parâmetros calibrados, simular o comportamento hídrico da bacia e verificar a eficiência do sistema de drenagem proposto mediante a implantação dos reservatórios de retenção:

- 1º Cenário: Fase de pré-urbanização. Simulação capaz de representar o uso e ocupação do solo na bacia e seu respectivo escoamento superficial anterior às ações humanas, crescimento da população e infraestrutura urbana. O cenário foi utilizado como parâmetro de referência para a avaliação da efetividade do uso de medidas estruturais para a redução dos picos de cheias e escoamento nos cenários atuais.
- 2º Cenário: Fase de pós-urbanização. Este cenário representa a situação atual encontrada da bacia hidrográfica. Portanto, ele é capaz de simular as condições de escoamento superficial de acordo com a realidade atual. O cenário foi utilizado como base para o desenvolvimento do trabalho. A partir dele foi executada a calibração e validação do modelo hidrológico desenvolvido no software HEC-HMS.
- 3º Cenário: Fase de projeção futura. Criado este cenário para que seja avaliado o comportamento da bacia hidrográfica futuramente em caso da não aplicação de medidas estruturais e/ou estruturantes. Para a simulação, foram adotados parâmetros fisiográficos recalculados com a projeção de aumento da taxa ocupacional da bacia.
- 4º Cenário: Representação em evento fictício capaz de avaliar a redução dos eventos de cheia na bacia hidrográfica mediante a implantação de reservatórios de retenção em determinadas áreas da bacia. Os reservatórios de retenção foram dimensionados quanto à forma geométrica, altura, volume útil, descarregador de fundo, vertedor, cotas e possível local de implantação. Este cenário visa gerar escoamento igual ou inferior ao produzido pela bacia em fase anterior a urbanização.

Estes cenários serviram de parâmetros para a análise após a inserção dos reservatórios conforme proposto nos itens subsequentes.

4.4.4 Inserção Dos Reservatórios

Nesta etapa foram inseridos três reservatórios de retenção, localizados nos exutórios das bacias 1, 3 e 4 para que estes sejam capazes de acumular temporariamente as águas da chuva e conseqüentemente amortecer as vazões de pico e reduzir os riscos de inundações urbanas. Para tanto, foram pré-dimensionados reservatórios de retenção *in-line* (em série no rio) e *off-line* (paralelo ao rio) de acordo com a Tabela 11.

Tabela 11 – Características dos reservatórios de retenção

CARACTERÍSTICAS DOS RESERVATÓRIOS					
RESERVATÓRIO	TIPO	FORMA GEOMETRICA	L	B	Área
4	in stream	Retangular	180 m	120 m	21.600 m ²
3	In stream	Retangular	50 m	56 m	2.800 m ²
1	off stream	Retangular	210 m	105 m	22.050 m ²

Fonte: Autor 2021.

Para que fosse possível realizar a inserção dos reservatórios de retenção no HEC-HMS foram geradas através de tabelas a relação cota x volume x descarga para cada reservatório.

Para o cálculo das vazões de descarga utilizaram-se as Equações 26 e 27:

$$Q = C.L.h^{\frac{3}{2}} \quad (26)$$

Onde:

Q = vazão de descarga (m³/s);

C = coeficiente de descarga, adimensional;

L = largura vertedor (m);

h = carga sobre a crista (m).

$$Q = C.A.\sqrt{2.g.h} \quad (27)$$

Onde:

Q: vazão de descarga (m^3/s);

C: coeficiente de descarga, adimensional;

A: área da seção transversal (m^2);

g: aceleração da gravidade (m^2/s);

h: Carga sobre a geratriz inferior da tubulação (m).

A partir destas informações, foi criado o novo cenário com a inserção dos reservatórios a fim de amortecer as vazões de pico de modo que fosse possível observar um escoamento igual ou inferior ao produzido pela bacia em fase anterior à urbanização.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 PARÂMETROS FISIOGRÁFICOS

Com a bacia hidrográfica delimitada, foi possível calcular através das equações expostas no referencial bibliográfico os indicadores fisiográficos da área de estudo do Arroio Barracão. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Parâmetros Fisiográficos da Bacia Hidrográfica do Arroio Barracão

INDICADORES FISIOGRÁFICOS – BACIA ARROIO BARRACÃO	
Área	15,8 km ²
Perímetro	16,9 km
Comprimento da Bacia "Lb"	5,54 km
Comprimento da Rio Principal "L"	6,78 km
Índice de Circularidade "Ic"	0,70
Índice de Compacidade "Kc"	1,19
Nt 1ª Ordem	7
Densidade dos Rios "Dr"	0,44
Número de Confluências "NC"	6
Densidade de Confluências "DC"	0,38
Fator de forma "I"	0,51
Cota ponto mais afastado do exutório (m)	558 m
Cota no nível do exutório (m)	433 m
Declividade do Rio Principal (S)	18,44 m/km
Tempo de Concentração "Tc" (min)	81,03 min

Fonte: Autor 2021.

As frequentes cheias e inundações sofridas pelo município no decorrer das últimas décadas, coloca em risco o desenvolvimento urbano do município e afetam a qualidade da população, logo, conforme constatado por ISAM-UCS (2020) existe a necessidade de implantar medidas de controle e amortecimento de vazões no município, sendo a principal ideia difundida pelo ISAM o uso de reservatórios de retenção/detecção.

Quando analisado o tempo de concentração da bacia hidrográfica, obteve-se como resultado um valor de aproximadamente 81 minutos e isso deve-se em razão das características fisiográficas da bacia, que dentre seus indicadores, apresenta um índice de circularidade alto e um índice de compacidade muito próximo de 1, ou seja, quanto mais compacta e circular a bacia hidrográfica, maiores são as chances de serem rapidamente produzidos escoamentos superficiais e sujeitam a bacia a grandes picos de vazão.

5.2 COEFICIENTE CN

Mediante a divisão da bacia hidrográfica de acordo com o uso e ocupação do solo, definiu-se os valores de CN de acordo com as Tabelas definidas no capítulo de metodologia e os resultados obtidos são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Caracterização de Uso e Ocupação do Solo da Bacia Hidrográfica do Arroio Barracão

Cobertura do Solo	Valor CN	Área de Influência
Áreas urbanizadas. Zonas Residenciais e Industriais.	93	4,42 km ²
Zonas Florestais/Bosques	77	3,58 km ²
Zonas Cultivadas	80	7,4 km ²
Chácaras/estradas de terra exposta.	87	0,4 km ²

Fonte: Autor 2021.

Como resultado, determinou-se o valor de CN através do método de ponderação, para que assim fosse possível determinar os valores de capacidade de infiltração do solo (S) e de abstração inicial (Ia). Os resultados obtidos nesta etapa, apresentados na Tabela 14 foram essenciais para o início da modelagem hidrológica, realizada pelo Método do *Soil Conservation Service* (SCS-CN) e executado com o auxílio do software HEC-HMS (*U.S. Army Corp of Engineers – USACE*, 2016).

Tabela 14 – Resultados da Caracterização de Uso e Ocupação do Solo da Bacia Hidrográfica do Arroio Barracão

Características de Uso e Ocupação do Solo	
CN Ponderado	83,13
Área da Bacia (A)	15,80 km ²
Capacidade de infiltração do Solo (S)	51,53 mm
Perdas Iniciais (Ia)	10,31 mm

Fonte: Autor 2021.

5.3 HIETOGRAMA, HIDROGRAMA UNITÁRIO E VAZÃO DE PROJETO

Após a seleção da equação IDF que melhor representa as características locais do objeto de estudo, definição do período de retorno e duração da chuva, pode-se aplicar o método dos Blocos Alternados para obter o hietograma de projeto. Os resultados obtidos e os parâmetros de cálculo estão na Tabela 15 e na Figura 12.

Tabela 15 – Parâmetros de Cálculo método dos Blocos Alternados

Parâmetros de Cálculo	
Duração (min)	130,00 min
Tempo de Retorno [TR]	50 anos
Fator de Correção Área da Bacia [FRA]	0,94
A	901,203
B	0,172
C	9,791
D	0,724

Fonte: Autor 2021

Tabela 16 – Hietograma de Projeto pelo método dos Blocos Alternados

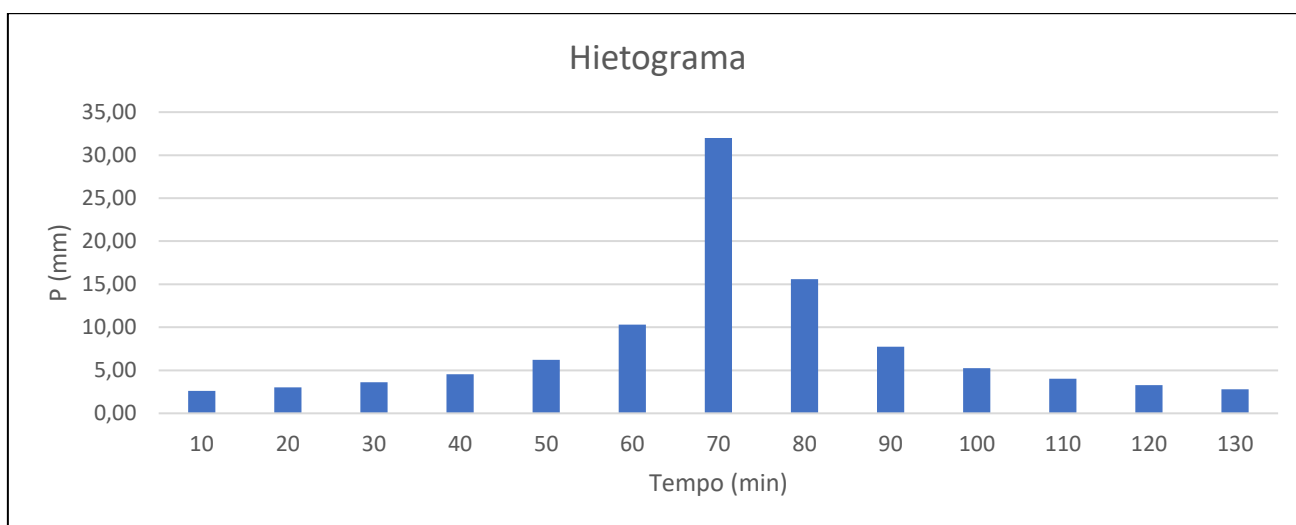
HIETOGRAMA						
Tempo (min)	Intensidade (mm/h)	Altura Acumulada (mm)	Incremento (mm)	Incremento Rearranjado	FRA	Hietograma x FRA
10	203,42	33,90	33,90	2,78	0,94	2,62
20	151,29	50,43	16,53	3,21	0,94	3,03
30	122,69	61,34	10,91	3,83	0,94	3,61
40	104,31	69,54	8,19	4,81	0,94	4,54
50	91,36	76,13	6,60	6,60	0,94	6,22

(conclusão)

60	81,68	81,68	5,55	10,91	0,94	10,30
70	74,14	86,49	4,81	33,90	0,94	31,99
80	68,06	90,75	4,26	16,53	0,94	15,59
90	63,05	94,58	3,83	8,19	0,94	7,73
100	58,84	98,07	3,49	5,55	0,94	5,24
110	55,24	101,28	3,21	4,26	0,94	4,02
120	52,13	104,25	2,98	3,49	0,94	3,29
130	49,40	107,03	2,78	2,98	0,94	2,81

Fonte: Autor 2021.

Figura 12 – Hietograma de Projeto



Fonte: Autor 2021

Para a montagem e definição do Hidrograma Unitário utilizaram-se os dados contidos na Tabela 17 e posteriormente foram rearranjados pela Tabela 18 de modo que o gráfico gerado na Figura 13 fosse capaz de representar a relação correta entre vazão e tempo de acordo com a interação de todos os componentes hidrológicos. Ou seja, através do gráfico, pode-se observar o volume escoado superficialmente.

Tabela 17 – Parâmetros de cálculo do Hidrograma Unitário

Dados de Entrada	
Tempo de Pico [tp]	0,81 h
Tempo de base [tb]	2,39 h
Tempo de Subida [Tp]	0,89 h
Vazão de Pico [Qp]	3,68 m ³ /s.mm
Intervalo de tempo [d]	0,17 h

Fonte: Autor 2021.

Onde:

t_p = Tempo de pico (h), calculado pela Equação 21;

t_b = Tempo de base (h), expresso pela Equação 22;

T_p = Tempo de subida (h), calculado pela Equação 23;

q_p = Vazão de pico ($m^3/s.mm$), calculada pela Equação 24;

d = Intervalo de tempo (min).

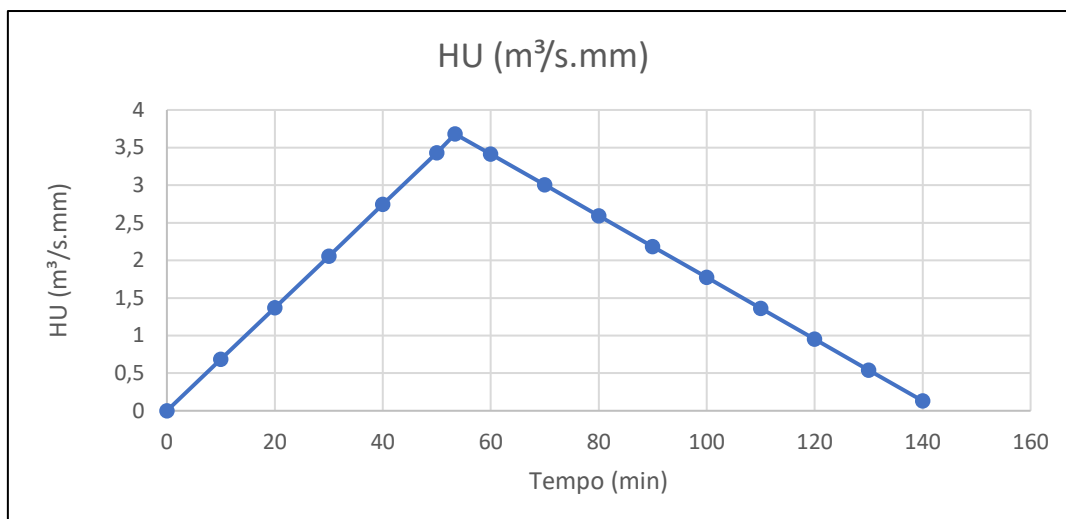
Tabela 18 – Cálculo do Hidrograma Unitário

Tempo (h)	Tempo (min)	HU ($m^3/s.mm$)
0,17	10	0,69
0,33	20	1,37
0,50	30	2,06
0,67	40	2,74
0,83	50	3,43
0,89	53,4	3,68
1,00	60	3,42
1,17	70	3,00
1,33	80	2,59
1,50	90	2,18
1,67	100	1,77
1,83	110	1,36
2,00	120	0,95
2,17	130	0,54
2,33	140	0,13

Fonte: Autor 2021.

As diferentes cores apresentadas na Tabela 18, laranja e azul, representam o tempo de subida e tempo de base do hidrograma, respectivamente.

Figura 13 – Hidrograma Unitário



Fonte: Autor 2021.

Após a separação do escoamento, determinou-se a chuva de projeto conforme Tabela 19.

Tabela 19 – Chuva efetiva da Bacia do Arroio Barracão

Chuva Efetiva						
Tempo (min)	Chuva (mm)	Chuva Acum. (mm)	Escoamento Acum. (mm)	Infiltração Acumulada (mm)	Escoamento (mm)	Infiltração (mm)
10	2,62	2,62	0,00	2,62	0,00	2,62
20	3,03	5,65	0,00	5,65	0,00	3,03
30	3,61	9,26	0,00	9,26	0,00	3,61
40	4,54	13,80	0,22	13,58	0,22	4,31
50	6,22	20,02	1,54	18,48	1,32	4,90
60	10,30	30,32	5,60	24,72	4,06	6,24
70	31,99	62,30	26,12	36,19	20,52	11,47
80	15,59	77,89	38,35	39,54	12,23	3,36
90	7,73	85,62	44,72	40,90	6,37	1,36
100	5,24	90,86	49,13	41,73	4,41	0,83
110	4,02	94,87	52,55	42,33	3,42	0,59
120	3,29	98,17	55,38	42,79	2,83	0,46
130	2,81	100,97	57,81	43,16	2,43	0,38

Fonte: Autor 2021.

Por fim, mediante a aplicação da técnica de convolução, é obtido o valor da vazão de projeto, sendo o maior valor calculado adotado para o projeto, neste caso, 126,74 m³/s, conforme Tabela 20.

Tabela 20 – Vazão de Projeto

Convolução																
Tempo (min)	HU (m³/s.m m)	Pefetiva (mm)	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10	H11	H12	H13	H TOTAL (m³/s)
10	0,69	0,00	0													0
20	1,37	0,00	0	0												0
30	2,06	0,00	0	0	0											0
40	2,74	0,04	0	0	0	0,02										0,02
50	3,43	0,73	0	0	0	0,05	0,50									0,55
60	3,42	2,78	0	0	0	0,08	1,00	1,91								3,00
70	3	15,67	0	0	0	0,10	1,50	3,80	10,81							16,23
80	2,59	9,73	0	0	0	0,13	2,00	5,72	21,46	6,71						36,04
90	2,18	5,13	0	0	0	0,13	2,50	7,61	32,28	13,33	3,53					59,40
100	1,77	3,56	0	0	0	0,12	2,49	9,53	42,93	20,04	7,02	2,45				84,61
110	1,36	2,78	0	0	0	0,10	2,19	9,50	53,74	26,66	10,56	4,87	1,91			109,57
120	0,95	2,3	0	0	0	0,08	1,89	8,34	53,59	33,37	14,05	7,33	3,80	1,58		124,06
130	0,54	1,98	0	0	0	0,07	1,59	7,20	47,01	33,27	17,59	9,75	5,72	3,15	1,36	126,74
140	0,13	0,00	0	0	0	0,05	1,29	6,06	40,58	29,19	17,54	12,21	7,61	4,73	2,71	122,00
150				0	0	0,03	0,99	4,92	34,16	25,20	15,39	12,17	9,53	6,30	4,07	112,79
160					0	0,02	0,69	3,78	27,73	21,21	13,28	10,68	9,50	7,88	5,42	100,23
170						0,01	0,39	2,64	21,31	17,22	11,18	9,22	8,34	7,86	6,79	84,97
180							0,09	1,50	14,88	13,23	9,08	7,76	7,20	6,90	6,77	67,42
190								0,36	8,46	9,24	6,97	6,30	6,06	5,95	5,94	49,30
200									2,03	5,25	4,87	4,84	4,92	5,01	5,12	32,06
210										1,26	2,77	3,38	3,78	4,07	4,31	19,58
220											0,66	1,92	2,64	3,12	3,50	11,86
230												0,46	1,50	2,18	2,69	6,84
240													0,36	1,24	1,88	3,48
250														0,29	1,06	1,36
260															0,25	0,25
270																0

Fonte: Autor 2021.

Uma vez delimitada a vazão de projeto pelo Método do SCS-CN, fez-se o comparativo da vazão calculada pelo Método Racional. O resulta obtido consta na Tabela 21.

Tabela 21 – Vazão de Projeto Método Racional

Vazão de Pico	
I	67,50 mm/h
C	0,45 -
A	15,8 km ²
Qp	133,42 m ³ /s

Fonte: Autor 2021.

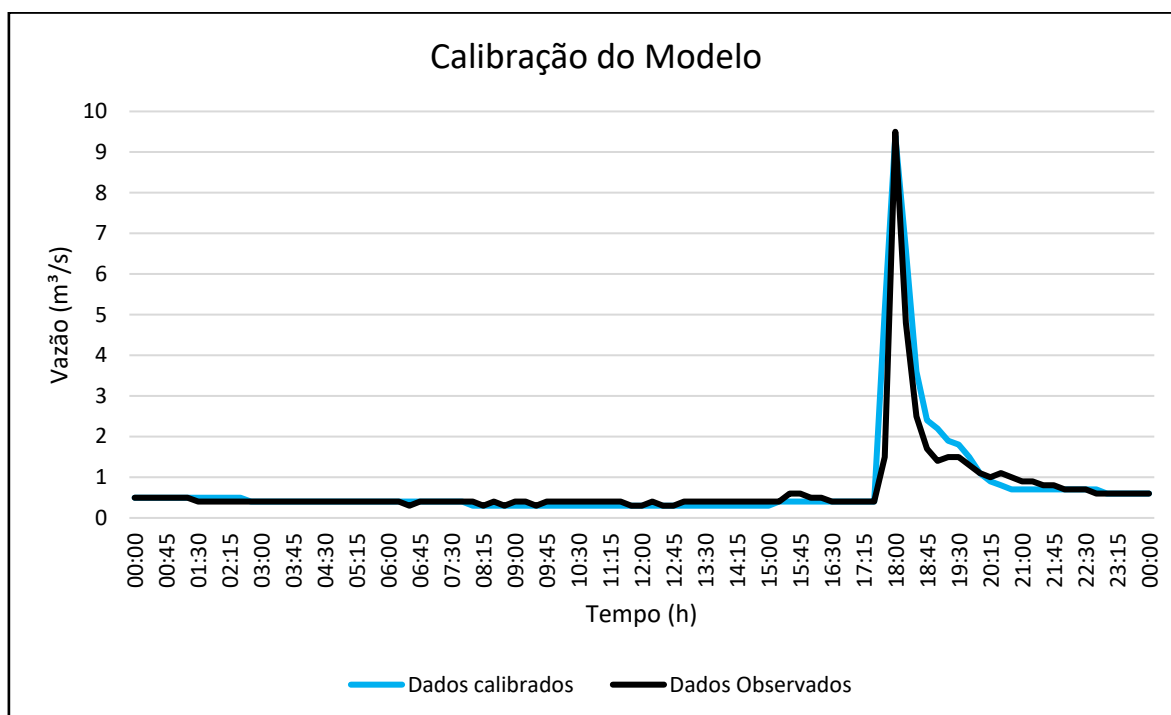
Ao compararmos os resultados de vazão de projeto calculada pelo Método SCS-CN e Método Racional, tem-se uma diferença de 5,01%, sendo a vazão de projeto calculada pelo primeiro método igual a 126,74 m³/s e 133,42 m³/s pelo segundo. Isso significa que a metodologia apresenta resultados adequados para a área definida, uma vez que a diferença de valores encontrados para a vazão de projeto é baixíssima, mesmo que o método racional possua uma grande variabilidade e possam ser adotados coeficientes C diferentes, que ficam a critério do projetista.

Contudo, a distribuição possui certas limitações, afinal ela segue um padrão arbitrário de distribuição temporal, ou seja, é admitido inicialmente que um evento de precipitação de certa duração e período de retorno possua eventos com durações menores, sempre com o mesmo período de retorno do evento de duração maior. Portanto, as chances de os eventos ocorrerem de forma simultânea é muito maior do que a probabilidade de duração mais longa. Entretanto, é um modelo de fácil aplicação e frequentemente utilizado para o desenvolvimento de projetos de engenharia.

5.4 MODELO HIDROLÓGICO

O resultado da calibração com os ajustes finais do modelo é apresentado na Figura 14.

Figura 14 – Vazão observada e vazão calculada



Fonte: Autor 2021.

Na calibração do modelo, foram considerados eventos de precipitação e vazão para um intervalo de tempo de 24h entre 00:00h do dia 15 de dezembro de 2019 e as 00:00h do dia 16 de dezembro de 2019. Dentre os testes realizados, este foi o período que melhor proporcionou o ajuste e calibração do modelo. Os resultados obtidos compreendem os valores para vazão de pico, escoamento total e coeficiente de *Nash-Sutcliffe*, exibidos na Tabela 22.

Tabela 22 – Valores obtidos na calibração do modelo

	Vazão de Pico (m ³ /s)	Volume (mm)	Nash-Sutcliffe
Calibrado	9,475 m ³ /s	4,15 mm	0,823
Observado	9,5 m ³ /s	3,81 mm	

Fonte: Autor 2021.

Para a validação do modelo, repetiu-se o processo de calibração, contudo admitiu-se um novo período de precipitação e foram alteradas as características de entrada de dados de chuva e vazão (Validação 1) e o parâmetro *Canopy* (Validação 2), responsável por arbitrar as condições de umidade inicial do solo e a respectiva capacidade de armazenamento do solo, portanto, para diferentes

períodos selecionados estas características tendem a variar. Os resultados obtidos nesta etapa estão apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Validação do modelo

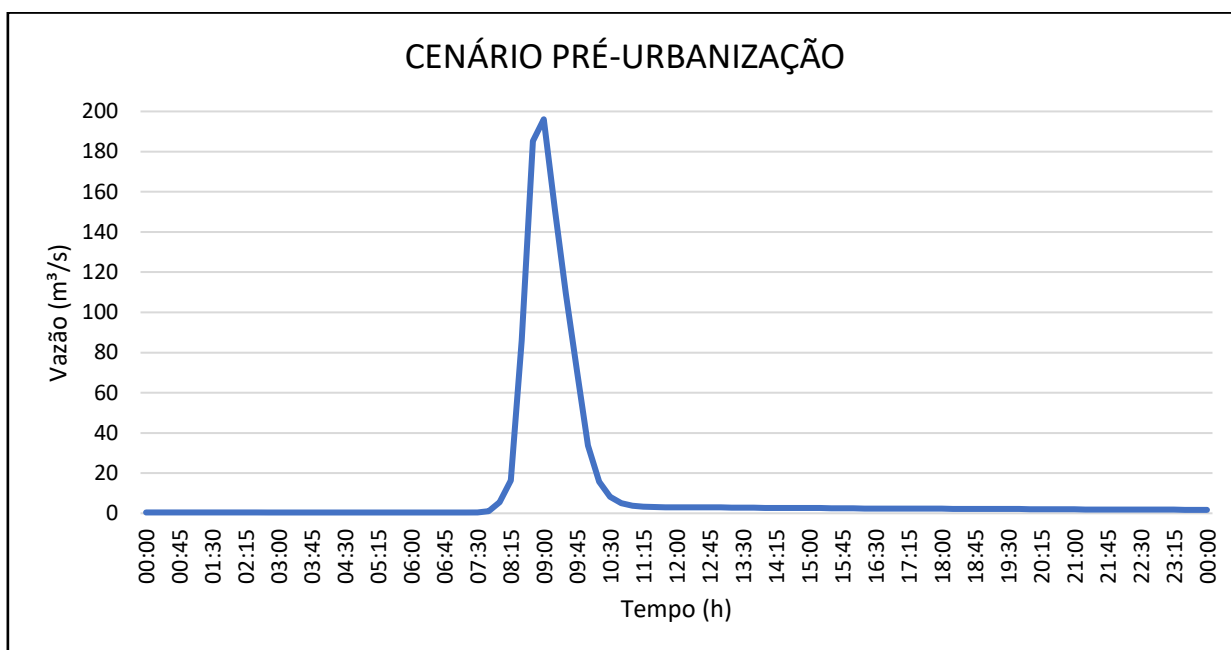
Validação 1	Vazão de Pico (m³/s)	Volume (mm)	Período
Calculado	2,9 m ³ /s	2,34 mm	26/11/2019, 00:00
Observado	1,5 m ³ /s	2,34 mm	27/11/2019, 00:00
Validação 2			
Calculado	1,5 m ³ /s	1,95 mm	26/11/2019, 00:00
Observado	1,5 m ³ /s	2,34 mm	27/11/2019, 00:00

Fonte: Autor 2021.

Para determinação da eficiência gerada pelo modelo calibrado seguiu-se a recomendação de Motovilov et. Al. (1999) que determinada como parâmetro de resultados o coeficiente *Nash-Sutcliffe*. Os resultados obtidos na simulação são considerados bons quando os valores do coeficiente forem maiores ou iguais a 0,75, em contrapartida os valores que situam-se na faixa entre 0,75 e 0,36 são determinados como resultados satisfatórios. Logo, nota-se que o valor de coeficiente *Nash-Sutcliffe* obtido 0,823 na calibração do modelo, encontra-se na faixa considerada de bons resultados.

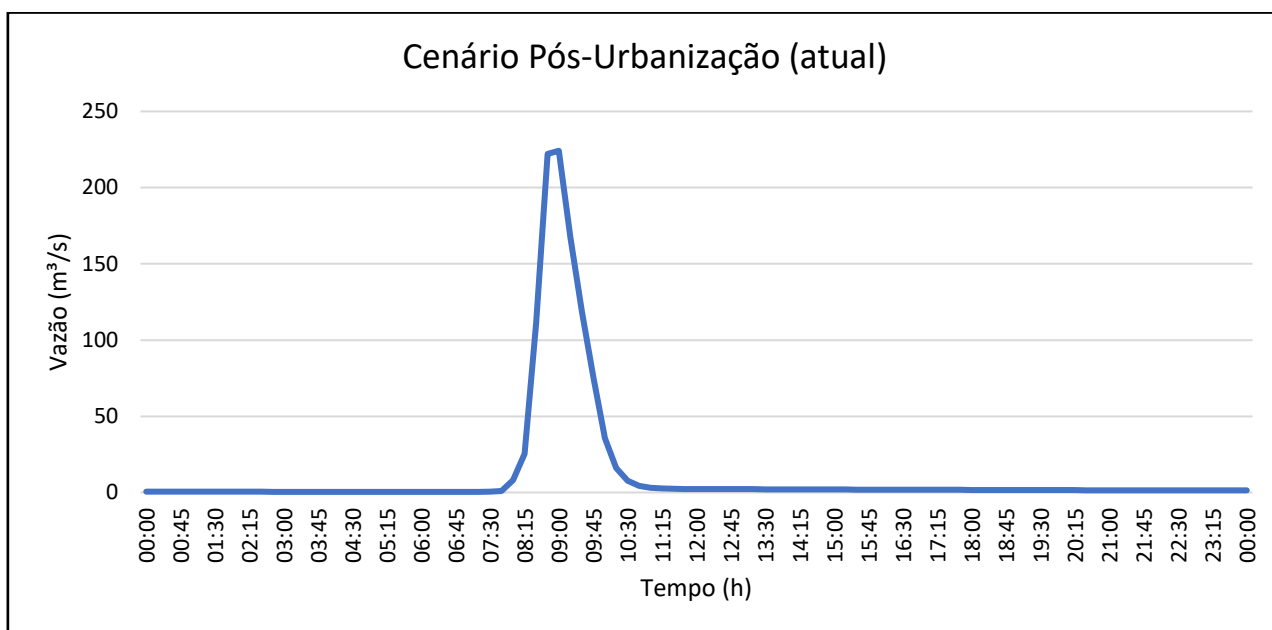
Uma vez calibrado o modelo e inserida as sub-bacia de contribuição, foram rodados 3 cenários para fins comparativos antes da inserção e avaliação do comportamento da bacia hidrográfica com a inserção dos reservatórios de retenção. O primeiro cenário, representado pela Figura 15, contém o gráfico de vazão e volume para o período de pré-urbanização, ou seja, como a bacia hidrográfica se comportava antes do crescimento urbanístico do município. Para isso, foram inseridos no software o hietograma de projeto calculado e fez-se o processo de redução do coeficiente CN do local e a taxa de impermeabilização da bacia hidrográfica. Desta forma, a bacia gerou uma vazão de pico de 196,1 m³/s e um volume de escoamento direto de 58,14 mm.

Figura 15 – Cenário Pré-Urbanização da Bacia Hidrográfica



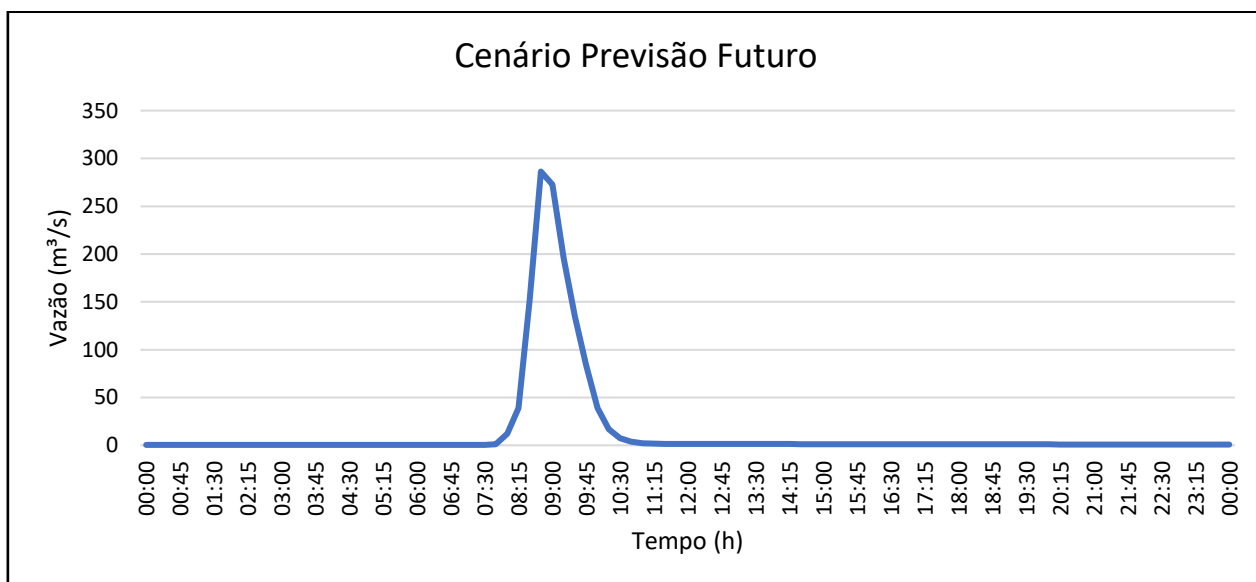
Fonte: Autor 2021.

O cenário de pós-urbanização simulado corresponde ao atual comportamento da bacia hidrográfica do Arroio Barracão. Para que fosse possível gerar a vazão e o volume escoado, repetiu-se o processo do cenário acima, inserindo o hietograma de projeto e modificando as características do coeficiente CN e impermeabilização. O resultado obtido foi uma vazão de pico igual a 224,16 m³/s e 64,16 mm de volume escoado, vide Figura 16.

Figura 16 – Cenário de Pós-Urbanização

Fonte: Autor 2021.

Por fim, repetiu-se o procedimento acima, mas, desta vez simulando um futuro comportamento da bacia hidrográfica mediante o crescimento do processo de urbanização. Os resultados estão apresentados na Figura 17.

Figura 17 – Cenário Futuro

Fonte: Autor 2021.

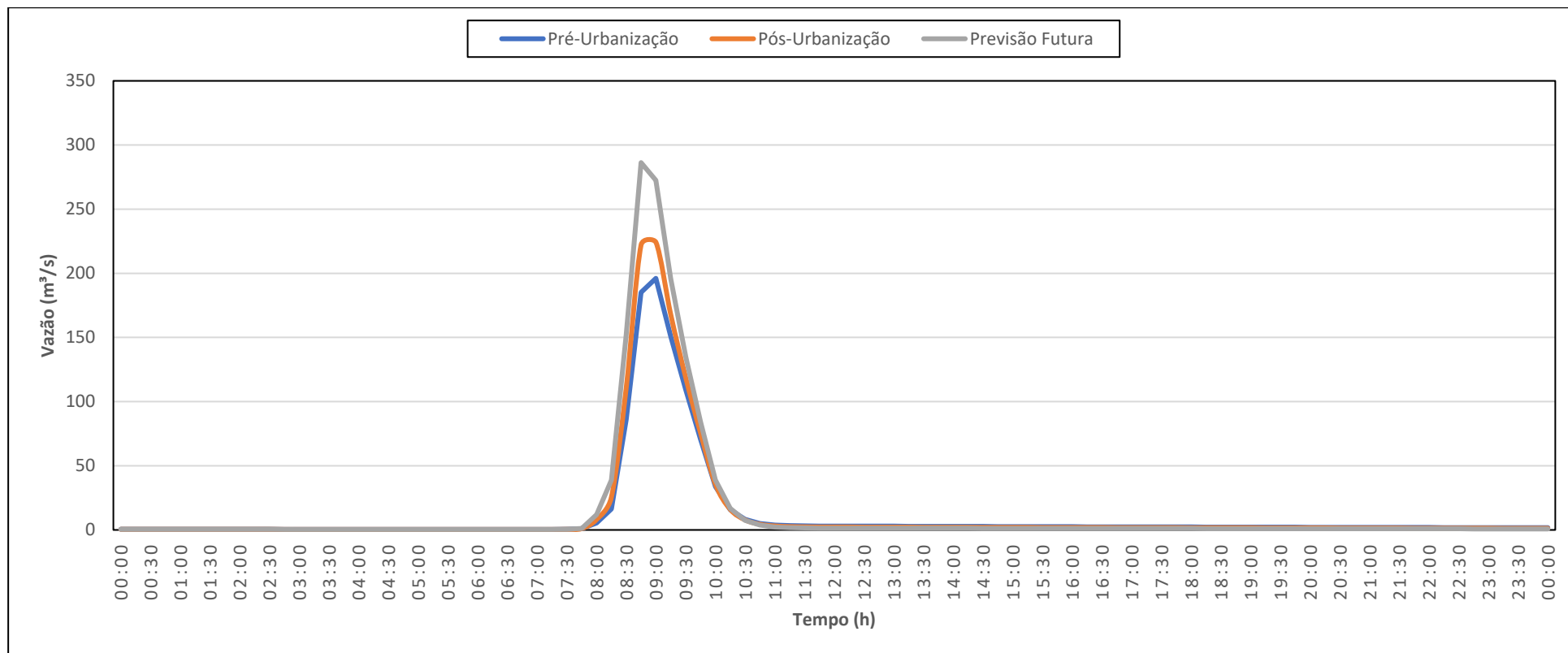
A Tabela 24 apresenta um resumo dos dados simulados e resultados desta etapa e na Figura 18 é possível observar o comparativo gráfico entre os cenários.

Tabela 24 – Resumo dados de entrada e saída dos Cenários

Cenário	Características da Bacia	
Pré- Urbanização	Área	15,8 km ²
	CN	80
	Impermeabilização	16%
	Vazão de Pico	196,1 m ³ /s
	Escoamento Direto	58,14 mm
Pós- Urbanização	Área	15,8 km ²
	CN	83
	Impermeabilização	23%
	Vazão de Pico	224,2 m ³ /s
	Escoamento Direto	64,16 mm
Prev. Futura	Área	15,8 km ²
	CN	90
	Impermeabilização	41%
	Vazão de Pico	286,3 m ³ /s
	Escoamento Direto	95,3 mm

Fonte: Autor 2021.

Figura 18 – Comparativo gráfico entre Cenários



Fonte: Autor 2021.

Com o crescimento da taxa de urbanização no município no decorrer dos anos houve um aumento significativo da camada de impermeabilização do solo local, mudanças que puderam ser observadas pelas simulações realizadas no HEC-HMS mediante a criação dos diferentes cenários. Com a crescente da área impermeabilizada pode-se observar a amplificação dos volumes escoados e dos picos de vazão descarregados.

Observou-se um crescimento de 10,3% de aumento do volume escoado, assim como a taxa de impermeabilização do solo, que passou de 16% (fase de pré-urbanização) para 23% no cenário atual. Porém, o que mais chama a atenção é o aumento significativo das vazões de pico que passaram de 196,1 m³/s para 224,2 m³/s, assim ocasionando maiores riscos de enchentes na região durante eventos de chuva intensa, conforme situação atual do Município.

O modelo de cálculo utilizado para criação de cenários e posterior comparativos no aplicativo HEC-HMS é denominado discreto, pois a representação das mudanças de estado que nele acontecem é gerada em intervalos de tempo discretos. Logo, quanto menor o intervalo de tempo de discretizado, maior foi a aproximação do modelo com um sistema contínuo. Este modelo foi utilizado de acordo com Tucci (2005) para regularização de vazões e amortecimento de cheias. Este intervalo é de escolha do projetista e, além de ser condizente com a discretização dos dados de entrada, deve ser escolhido para conferir aos resultados a desejada resolução. Neste trabalho adotou-se para a criação dos cenários um valor de 30% do tempo de concentração calculado, segundo o Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais V. II (DAEE, SÃO PAULO, 2012). Este valor foi utilizado tanto para as etapas de calibração e validação do modelo quanto para a aplicação e simulação de eventos.

5.5 EFEITO DA IMPLANTAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

A Tabela 25 contém os dados atribuídos para o dimensionamento das estruturas de vertedor e descarregador de fundo para cada reservatório.

Tabela 25 – Características de Vertedor e Descarregador de Fundo.

Reservatório	Dados	
1	C	1,5
	Largura Vertedor	100 m
	Altura do Reservatório	4,5 m
	Vertedor	100x1,0 m
	Largura Descarregador de Fundo	-
	Altura Descarregador de Fundo	-
3	C	1,5
	Largura Vertedor	40 m
	Altura do Reservatório	4,5 m
	Vertedor	40x0,5 m
	Largura Descarregador de Fundo	2 m
	Altura Descarregador de Fundo	1,5 m
4	C	1,5
	Largura Vertedor	130 m
	Altura do Reservatório	3,5 m
	Vertedor	130x0,5 m
	Largura Descarregador de Fundo	2 m
	Altura Descarregador de Fundo	2 m

Fonte: Autor 2021.

Após definidas as dimensões dos reservatórios de acordo com as áreas de implantação selecionadas na bacia hidrográfica e determinados as características das estruturas de vertedor e descarregador de fundo, foram calculadas a relação de cota, volume e descarga para cada reservatório, conforme Tabelas 26, 27 e 28.

Tabela 26 – Cota x Volume x Descarga – Reservatório 1

Cota Terreno	Altura (h)	Volume (V)	Descarga (Q)
490,5 m	0 m	0	0
491,5 m	1 m	22050 m ³	0
492,5 m	2 m	44100 m ³	0
493,5 m	3 m	66150 m ³	0
494 m	3,5 m	77175 m ³	0
494,1 m	3,6 m	79380 m ³	0,075 m ³ /s
494,2 m	3,7 m	81585 m ³	0,6 m ³ /s
494,3 m	3,8 m	83790 m ³	2,025 m ³ /s
494,4 m	3,9 m	85995 m ³	4,8 m ³ /s
494,5 m	4 m	88200 m ³	9,375 m ³ /s
494,6 m	4,1 m	90405 m ³	16,2 m ³ /s
494,7 m	4,2 m	92610 m ³	25,725 m ³ /s
494,8 m	4,3 m	94815 m ³	38,4 m ³ /s
494,9 m	4,4 m	97020 m ³	54,675 m ³ /s

(conclusão)

Cota Terreno	Altura (h)	Volume (V)	Descarga (Q)
495 m	4,5 m	99225 m ³	75 m ³ /s

Fonte: Autor 2021.

Tabela 27 – Cota x Volume x Descarga – Reservatório 3

Cota Terreno	Altura (h)	Volume (V)	Descarga (Q)
457,5	0	0	0
458,5	1	2800 m ³	19,92 m ³ /s
459,5	2	5600 m ³	24,40 m ³ /s
460,5	3	8400 m ³	24,40 m ³ /s
461,5	4	11200 m ³	24,40 m ³ /s
461,6	4,1	11480 m ³	24,43 m ³ /s
461,7	4,2	11760 m ³	24,64 m ³ /s
461,8	4,3	12040 m ³	25,21 m ³ /s
461,9	4,4	12320 m ³	26,32 m ³ /s
462	4,5	12600 m ³	28,15 m ³ /s

Fonte: Autor 2021.

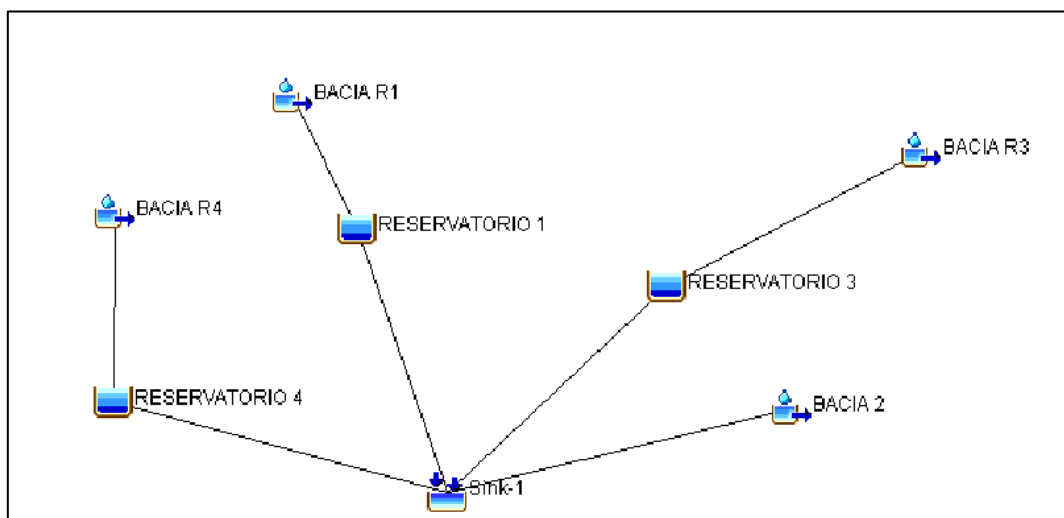
Tabela 28 – Cota x Volume x Descarga – Reservatório 4

Cota Terreno	Altura (h)	Volume (V)	Descarga (Q)
436,5	0	0	0
437,5	1	21600 m ³	19,922 m ³ /s
438,5	2	43200 m ³	28,174 m ³ /s
439,5	3	64800 m ³	28,174 m ³ /s
439,6	3,1	66960 m ³	28,272 m ³ /s
439,7	3,2	69120 m ³	28,954 m ³ /s
439,8	3,3	71280 m ³	30,807 m ³ /s
439,9	3,4	73440 m ³	34,414 m ³ /s
440	3,5	75600 m ³	40,362 m ³ /s

Fonte: Autor 2021.

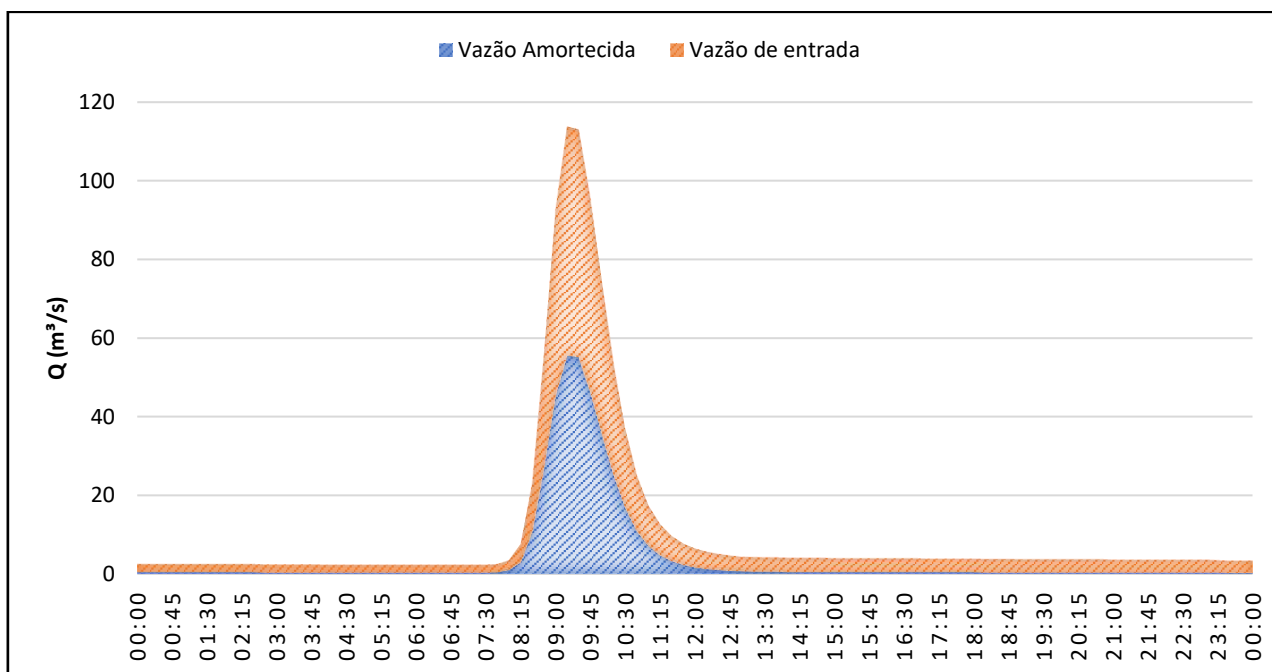
A partir da inserção dos reservatórios os picos de escoamento superficial e de vazão foram reduzidos significativamente, produzindo um volume escoado e uma vazão de pico inferior a gerada na simulação de evento de pré-urbanização. Como resultado, foi gerado uma redução de 58,2 m³/s, capazes de atenuar a vazão de pico em aproximadamente 26% para o cenário atual. O esquema inserido no aplicativo HEC-HMS está representado pela Figura 19 e o resultado com a vazão amortecida é observada pela Figura 20.

Figura 19 – Cenário 4 – Inserção dos Reservatórios



Fonte: Autor 2021.

Figura 20 – Vazão amortecida com a inserção dos Reservatórios de Detenção



Fonte: Autor 2021.

A aplicação dos modelos hidrológicos permitiu a representação das heterogeneidades da bacia hidrográfica do Arroio Barracão, além de possibilitar a avaliação do efeito de aplicação de medidas estruturais para a formulação de estratégias que visam minimizar os impactos das inundações. Para a avaliação e seleção das áreas de implantação dos reservatórios, buscou-se por locais onde fosse possível realizar a descarga a jusante e que não houvesse necessidade

de desapropriação, dimensionando estruturas que permitam conciliação entre o armazenamento das águas pluviais e, nos períodos de seca, possam ser utilizados como áreas de lazer. Quanto as dimensões e volumes considerados, procurou-se utilizar o máximo possível que as áreas oferecessem, não sendo levado em conta para este trabalho o valor de custos para execução das obras bem como as autorizações e licenças de órgãos competentes.

6 CONCLUSÃO

Este trabalho objetivou a aplicação de medidas estruturantes que permitissem avaliar impactos e efeitos sobre o sistema de drenagem da bacia hidrográfica do Arroio Barracão no município de Guaporé/RS, adotando os mais variados critérios. Foram realizadas análises e realizadas simulações de diferentes cenários para eventos de chuva intensa e diferentes características de uso e ocupação do solo, de acordo com as fases de pré-urbanização, pós-urbanização e com projeções futuras. O cenário de pré-urbanização foi responsável por determinar a mínima vazão a ser amortecida após a inserção dos reservatórios.

Contudo, em se tratando de viabilidade estrutural e econômica, não foram realizados estudos neste trabalho quanto a implantação dos reservatórios de retenção sugeridos e devem ser avaliados antes de uma eventual tomada de decisão por parte dos administradores e órgãos competentes do local. Uma análise econômica requer uma significativa base de dados e é extremamente necessário para a tomada de decisões em investimentos públicos. Assim, deixam-se lacunas abertas neste trabalho para eventuais complementos em estudos posteriores.

Quanto aos aspectos de modelos hidrológicos utilizados para cálculo dos indicadores fisiográficos e caracterização de uso e ocupação do solo da região, bem como o desenvolvimento das simulações hidrológicas no software HEC-HMS devem ser levados em conta para a avaliação dos resultados os seguintes parâmetros: vazões estimadas (variam de acordo com o método), período de retorno considerado e a localização e áreas de captação da bacia para cada dispositivo de retenção instalado, quantidade de dispositivos, tempo de concentração e taxa de impermeabilização do solo, que podem alterar de maneira significativa os resultados obtidos ao final da simulação.

Entretanto, a alternativa de uso de reservatórios de retenção para o controle de cheias e ordenamento dos escoamentos superficiais apresentou resultados satisfatórios para o presente trabalho, amortecendo consideravelmente as vazões de pico, gerando uma redução de 15% quando

comparada as vazões de pico em fase anterior a urbanização na região, considerando-se um tempo de retorno de 50 anos.

Sugere-se que futuramente sejam desenvolvidos estudos que possam complementar a avaliação desenvolvida neste trabalho, onde possam ser analisadas questões de custos e viabilidade de implantação dos reservatórios de retenção no município. Ademais, a quantidade de reservatórios, dimensionamento e/ou possibilidade de aplicação de medidas de controle como zoneamento urbano e reformulações no plano diretor da cidade podem e devem ser avaliadas para um estudo complementar, afinal, este trabalho limitou-se em aplicar as técnicas de amortecimento de vazões por reservatórios de retenção visando reduzir escoamento e vazões de pico do cenário atual para o estado no mínimo igual ao reproduzido pela bacia anterior ao processo de urbanização.

7 REFERÊNCIAS

- ABBOTT, M.B.; REFSGAARD, J. C. **Distributed Hydrological Modelling**. Editora Kluwer Academic Publishers, Holanda, 1996.
- ANA: Agência Nacional de Águas - Superintendência de Planejamento de Recursos Hídricos. **Curve Number da Base Hidrográfica Ottocodificada**. Disponível em: < <https://metadados.snirh.gov.br/geonetwork/srv/api/records/d1c36d85-a9d5-4f6a-85f7-71c2dc801a67> >. Acesso em: 27 de set. de 2021
- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. 1ª edição, Editora ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre, 2005. 266p.
- BEMFICA, D. C.; GOLDENFUM, J. A.; SILVEIRA, A. L. L. **Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto de Porto Alegre**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.5, n.4, p.5-16, 2000.
- BENINI, Sandra Medina. **Infraestrutura verde como prática sustentável para subsidiar a elaboração de planos de drenagem urbana: estudo de caso da cidade de Tupã/SP**. Presidente Prudente, 2015. 220 f. Dissertação (Doutorado na Área de Produção do Espaço Geográfico). Faculdade de Ciências e Tecnologia de Presidente Prudente, Presidente Prudente, 2015.
- BERNARD, M. M. **Formulas for rainfall intensities of long duration**. American Society of Civil Engineers, 1930. 40 p.
- BICHANÇA, M. F. **Bacias de retenção em zonas urbanas como contributo para a resolução de situações extremas: cheias e secas**. Dezembro de 2006. Tese (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto). Porto, Portugal, 2006.
- BORTOLIN, T. A. *et al.* **Determinação de equações de chuvas intensas para a encosta superior do nordeste do Rio Grande do Sul**. Universidade Federal de Santa Maria, 2020.
- CASTRO, L. M. A. **Proposição de indicadores para avaliação de sistemas de drenagem urbana**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2002. 118p.
- CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2ª edição. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2005.

- CANHOLI, J. F. **Medidas de controle *in-situ*, do escoamento superficial em áreas urbanas, análise de aspectos técnicos e legais.** Dissertação (Título de Mestre em Engenharia). Universidade de São Paulo. São Paulo, 2013. 184 p.
- CECÍLIO, R. A. et al. **Avaliação de interpoladores para os parâmetros das equações de chuvas intensa no Espírito Santo.** *Ampli-Água*, v. 4, n. 3, p. 82-92, 2009.
- CHOW, V. T. **Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins.** Engineering Experiment Station Bulletin. Universidade de Illinois, 1962. N. 462, 104 p.
- COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para engenharias e ciências ambientais.** 1ª ed, ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, 2013.
- COLLISCHONN, W. **Simulação hidrológica de grandes bacias.** Tese (Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). UFRS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001. 270 p.
- COMITÊ da Bacia Hidrográfica do Alto Tietê. **Plano da bacia hidrográfica do Alto Tietê.** FUSP, FEHIDRO. São Paulo, 2009.
- DAMÉ, R. C. F.; TEIXEIRA, C. F. A; TERRA, V. S. S. **Comparação de diferentes metodologias para estimativa de curvas intensidade-duração-frequência para pelotas - RS.** *Revista Engenharia Agrícola*, v. 28, n. 2, p. 245-255, 2008.
- DEPARTAMENTO Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Gera de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem, 2ª edição.** Rio de Janeiro, 2005. 133p.
- DE SILVA, M. M. G. T. ; *et al.* **Modeling of event and continuous flow hydrographs with HEC-HMS : Case study in the Kelani River Basin, Sri Lanka.** Publicado em *Journal of Hydrologic Engineering*, 2014.
- FEDERAL Aviation Administration. **Airport Drainage Design, Advisory Circular 150-5320/5D.** Washington, DC, 2013. 470p.
- FINKLER, R. **A bacia hidrográfica: planejamento, manejo e gestão de bacia.** Disponível em: <

- https://planejamento.mppr.mp.br/arquivos/File/bacias_hidrograficas/planejamento_manejo_e_gestao_unidade_1.pdf >. Acesso em: 18 set. 2021
- GAL, J. C. **Evolution de La Perméabilité dès Enrobés Drainants**. Revue Générale dès Routes et Aerodromes, n.702. p. 118-119. Paris, 1992.
- GAMIZ, M. C. **Determinación de la tormenta de diseño**. Ingeniería Hidráulica y Ambiental, v.22, n.2, p.27-30, 2001.
- GONZALEZ, F. C. G. **Projeto de drenagem sustentável para mitigação de cheias na bacia do rio Quitandinha, em Petrópolis, RJ**. Rio de Janeiro, 2014. 89 f. Trabalho de Conclusão de Curso. (Bacharelado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.
- GÜL, G. O.; HARMANCIOGLU, N.; GÜL, A. **A combined hydrologic and hydraulic modeling approach for testing efficiency of structural flood control measures**. Publicado em Natural Hazards, 2010.
- INSTITUTO Brasileiro De Geografia E Estatística - IBGE. IBGE - cidades. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/>>. Acesso em: 11 nov. 2021.
- JABUR, A.S., DORNELLES, F., SILVEIRA, A.L.L., GOLDENFUM, J.A., OKAWA, C.M.P., GASPARINI, R.R. **Determinação da capacidade de infiltração de pavimentos permeáveis**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 20, n. 4, p. 937-945, Porto Alegre, 2015.
- KEIFER, C. J.; CHU, H. H. **Synthetic storm pattern for drainage design**. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, v.83, n.4, Ser. HY, p.1-25, Proc. Paper 1332, 1957.
- LOU, R. F. **Modelagem hidrológica chuva-vazão e hidrodinâmica aplicada na bacia experimental do Rio Piabanha/RJ**. 2010. 174 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.
- MARCELLINI, Silvana Susko; ZAHED FILHO, Kamel. **Análise de critérios para a determinação das tormentas de projeto e sua influência nos hidrogramas em pequenas bacias hidrográficas**. Dissertação Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994. 176p.
- MASCARENHAS, F.C.B.; MIGUEZ, M.G.; MAGALHÃES, L.P.C. de; PRODANOFF, J.H.A., 2005, **On-site stormwater detention as an alternative flood control measure in 92 ultra-urban environments in**

- developing countries.** Editora IAHS-AISH Publication, v. 293, p. 196-202. 2005.
- MIGUEZ, M.G., MAGALHÃES, L.P.C., **Urban Flood Control, Simulation and Management: an Integrated Approach.** UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2010.
- MOORE, I.D.; TURNER, A.K.; WILSON, J.P.; JENSON, S.K.; BAND, L.E. **GIS and landsurface-subsurface process modeling.** In: Goodchild, M.F.; Parks, B.O.; Steyaert, L.T.; ed. *Environmental modeling with GIS.* New York, Oxford University Press, 1993. Cap. 19, p. 196-230.
- MOTA, Suetônio. **Urbanização e Meio Ambiente.** Rio de Janeiro. Editora ABES, 1999. 352p.
- MOTOVILOV Y.G.; GOTTSCHALK L.; ENGELAND K.; BELOKUROV A. **ECOMAG: Regional model of hydrological cycle. Application to the NOPEX region.** Department of Geophysics, University of Oslo. Noruega, 1999.
- PILGRIM, D. H.; CORDERY, I. **Rainfall temporal patterns for design floods.** *Journal of the Hydraulics Division*, v.101, n.1, p.81-95, 1975.
- PINTO, L. A.; MARTINS, J. R. S.; PORTO, R. L. L. **O desempenho de pavimentos permeáveis.** XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Maceió, 2011. p.17.
- POPULAÇÃO rural e urbana. **IBGE Educa**, 2015. Disponível em: <<https://educa.ibge.gov.br/jovens/conheca-o-brasil/populacao/18313-populacao-rural-e-urbana.html>>. Acesso em 04 de out. de 2021.
- PORTO, R.L; ZAHED FILHO, K.; TUCCI, C.E.M; BIDONE, F. **DRENAGEM URBANA.** In: TUCCI, C.E.M (Org.). **Hidrologia: Ciência e Aplicação.** 2ª edição, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 805-848, 2001.
- PREFEITURA Municipal De São Paulo. **Manual Municipal de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais.** Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica. São Paulo, 2012.
- PREFEITURA Municipal de Porto Alegre – DEP (Departamento de Esgotos Pluviais). **Plano Diretor de Drenagem Urbana – Manual De Drenagem Urbana,** Porto Alegre, 2005.

- PROGRAMA de Pesquisas em **Saneamento Básico – PROSAB. MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS**. Edital 05. Editora ABES. Rio de Janeiro, 2009. 398 p.
- PRUSKI, F. F.; SILVA, D. D. da; TEIXEIRA, A. de F.; CECÍLIO, R. A.; SILVA, J. M. A. da; GRIEBELER, N. P. **Hidros: dimensionamento de sistemas hidroagrícolas**. Minas Gerais: Editora UFV, 2006. 259 p.
- REZENDE, O. M. **Manejo de águas pluviais: uso de paisagens multifuncionais em drenagem urbana para controle das inundações**. TCC (Curso de Especialização Urbana). UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro – Escola Politécnica. Rio de Janeiro, 2010.
- RUFINO, I. A. A. **Gestão de Recursos Hídricos em Ambientes Urbanos Costeiros: Modelagem e Representação do Conhecimento em Sistemas de Informação Geográfica**. Tese de Doutorado em Recursos Naturais. Universidade Federal de Campina Grande, 2004. 167 p.
- SANTOS, R. F. **Planejamento ambiental: teoria e prática**. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2004. 184 p.
- SANTOS, L. C. C. **Proposição de Funções Regionais para Avaliação de Vazões Máximas nas Bacias Hidrográficas dos Rios Itapemirim e Itabapoana**. Monografia do Curso de Bacharel em Ciências Biológicas. Universidade Federal do Espírito Santo; Espírito Santo, 2007.
- SCHWARZBOLD, A. **O que é um rio?** Revista Ciência e Ambiente, n. 21, Universidade Federal de Santa Maria (RS), 2000.
- SOIL Conservation Service, US. Department of Agriculture. **Field Windbreak removals in five Great Plains States, 1970- 1975**. Washington, D.C., 1980.
- TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. 1. ed. Editora Navegar, São Paulo, 2011.
- TUCCI, C. E. M. **Água no meio urbano**. Livro “Água Doce”, cap. 14. UFRS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.
- TUCCI, C. E. M. ; MARQUES, D. M. **Avaliação e Controle da Drenagem Urbana**. 1ª ed. Editora Universidade. Porto Alegre, 2000.
- TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. M. **Avaliação e controle da drenagem urbana**. Editora ABRH. Porto Alegre, 2001.

- TUCCI, C. E. M. **Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 5. Porto Alegre, 2000.
- TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M.T. **Drenagem urbana**. 1ª ed. Editora da Universidade ABRH. Porto Alegre, 1995.
- TUCCI, Carlos E.M. **Escoamento superficial**. In: Tucci C. E. M. Hidrologia: ciência e aplicação. 3. ed. Editora da UFRS: ABRH. Cap. 11, p. 391-441 (Coleção ABRH de recursos hídricos; v.4). Porto Alegre, 2004.
- TUCCI, C. E. M. **Gerenciamento da Drenagem Urbana**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 7, n.1 Jan/Mar 2002, 5-27. Porto Alegre, 2001. 23 p.
- TUCCI, C. E. M. **Inundações urbanas**. 1ª. ed. Editora ABRH/RHAMA. Porto Alegre, 2007. 393 p.
- TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos**. 2ª ed. ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre, 2005.
- US Army of Corps of Engineers. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS. User's manual, version 2.1**. Hydrologic Engineering Center (HEC), California, 2001.
- USACE-HEC - US Army Corps of Engineers, Hydrology Engineering Center. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS User's Manual. V 4.2.**, California, 2016. Disponível em: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hechms/documentation/HECHMS_Users_Manual_4.2.pdf> Acesso em: 06 nov. 2021
- USACE – US ARMY CORP OF ENGINEERS. **HEC-RAS River Analysis System User's, Manual Version 5.0**. Institute For Water Resources Hydrologic Engineering Center (HEC). Davis, California, 2016. 962 p.
- UCS – Universidade de Caxias do Sul, ISMA, Instituto de Saneamento Ambiental. **Avaliação do sistema de escoamento superficial do arroio Barracão e vulnerabilidade e suscetibilidade ao risco de inundação**. Caxias do Sul, 2020. 142 p.
- URBONAS, B.; STAHR, P. **Stormwater best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management**. New Jersey : P T R Prentice Hall, 1993.

VASCONCELLOS, A. A. **Infraestrutura Verde Aplicada ao Planejamento da Ocupação Urbana na Bacia Ambiental do Córrego D'Antas, Nova Friburgo – RJ**. Dissertação de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro, 2011.