

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

ISADORA OLIVEIRA DE SOUZA BEULK

**VIABILIDADE TECNICA PARA IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIO DE
DETENÇÃO NO MUNICÍPIO DE AGUDO/RS.**

**ALEGRETE
2023**

ISADORA OLIVEIRA DE SOUZA BEULK

**VIABILIDADE TECNICA PARA IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIO DE
DETENÇÃO NO MUNICIPIO DE AGUDO/RS.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Marilia Ferreira Tamiosso

**ALEGRETE
2023**

ISADORA OLIVEIRA DE SOUZA BEULK

VIABILIDADE TECNICA PARA IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO NO MUNICÍPIO DE AGUDO/RS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 04 de julho de 2023.

Banca examinadora:

Profa. Dra. MARILIA FERREIRA TAMIOSSO - UNIPAMPA - Orientadora

Profa. Dra. ADRIANA GINDRI SALBEGO - UNIPAMPA

Profa. Dra. FATIMA CIBELE SOARES - UNIPAMPA



Assinado eletronicamente por **MARILIA FERREIRA TAMIOSSO, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 19/07/2023, às 09:51, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **FATIMA CIBELE SOARES, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 19/07/2023, às 09:57, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **ADRIANA GINDRI SALBEGO, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 19/07/2023, às 15:54, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.unipampa.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1189518** e o código CRC **F4A96728**.

Dedico este trabalho minha querida mãe, Neli
Rosimere Botelho Oliveira.

RESUMO

O município de Agudo no estado do Rio Grande do sul, é acometido por alagamentos recorrentes e padece com as consequências dos mesmos. Assim, como outros tantos municípios brasileiros a rede de drenagem urbana foi elaborada sem considerar as características locais da área, como o escoamento superficial acelerado devido à localização da cidade a Sopé de encostas íngremes, associando esse fator à trechos canalizados com dimensões limitadas, ocorre o extravasamento do corpo hídrico. Com intuito de mitigar esses acontecimentos elaborou-se então o estudo de viabilidade técnica para implantação de um reservatório para controle de cheias no município. Foram analisadas três possíveis localizações para o reservatório. Para determinar a vazão máxima produzida na bacia hidrográfica, ou seja, a vazão de entrada do reservatório, foi realizada a convolução do hietograma de chuva efetiva e o HUT do SCS. O amortecimento da onda de cheia foi realizado através do método de Puls. Os resultados obtidos através da simulação foram comparados, como volume de armazenamento, profundidade necessária, área disponível para implantação e Hidrograma de saída. Foi possível descartar algumas soluções e propor novos estudos necessários, fornecendo assim subsídios para a tomada de decisão do órgão público municipal responsável.

Palavras-Chave: SCS, Reservatório de detenção, Método de Puls

ABSTRACT

The municipality of Agudo in the state of Rio Grande do Sul is affected by recurrent floods and suffers from their consequences. Like so many other Brazilian municipalities, the urban drainage network was designed without considering the local characteristics of the area, such as accelerated surface runoff due to the location of the city being close to the foot of hills and mounds, associating this factor with channeled sections with limited dimensions, overflow of the body of water occurs. In order to mitigate these events, a technical feasibility study was prepared for the implementation of a reservoir for flood control in the municipality. Three possible locations for the reservoir were analyzed. To determine the maximum flow produced in the hydrographic basin, that is, the reservoir inlet flow, the convolution of the effective rainfall hyetogram and the Triangular Unit Hydrograph of the SCS was carried out. Damping of the flood wave was carried out using the Puls method. The results obtained through the simulation were compared, such as storage volume, required depth, available area for implantation and output hydrograph. It was possible to discard some solutions and propose new necessary studies, thus providing subsidies for the decision-making of the responsible municipal public body.

Keywords: SCS, detention reservoir, Puls method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Característica do leito de um rio	20
Figura 2 – Perfil das enchentes, inundações e alagamentos	20
Figura 3 – Estrutura de um plano diretor de drenagem	22
Figura 4 – Rede de drenagem convencional.....	24
Figura 5 – Conceito máxima eficiência x detenção no escoamento das águas pluviais	29
Figura 6 – Reservatório de retenção - Parque do Ibirapuera em São Paulo	30
Figura 7 – Reservatório de detenção fechado em Vitória/ES.	31
Figura 8 – Reservatório em série e paralelo	32
Figura 9 – Influência do reservatório ao longo da avenida Pacaembu.....	33
Figura 10 –. Etapa I, Projeto arquitetônico 3D reservatório do Arroio da Areia e Etapa II, Construção do reservatório Arroio da Areia, – Etapa III, Reservatório Arroio da Areia Finalizado.....	34
Figura 11 – Hidrograma Unitário Triangular SCS	39
Figura 12 – Fluxograma da metodologia aplicada no estudo.....	45
Figura 13 – Localização da área de estudo e levantamento dos corpos hídricos canalizados	49
Figura 14 – Localização dos Reservatórios.....	49
Figura 15 – Quadrículas do Rio Grande do Sul para banco de dados MDE.	50
Figura 16 – Parâmetros utilizados determinar as ordenadas do Hidrograma	53
Figura 17 – Localização das estações pluviométricas com dados disponíveis próximas ao município de Agudo.....	57
Figura 18 – Bacias hidrográficas estudadas	59
Figura 19 – Hietograma de projeto bacia esquerda.	60
Figura 20 – Hietograma de projeto bacia superior.	60
Figura 21 – Hietograma de projeto bacia central.	61
Figura 22 – Hietograma de projeto bacia total.	61
Figura 23 – Mapa de Uso e Ocupação do solo pertencente a Bacia hidrográfica da Sanga Funda	62
Figura 24 – Hietograma de Chuva efetiva da bacia Esquerda.....	64
Figura 25 – Hietograma de Chuva efetiva da bacia Superior.....	64
Figura 26 – Hietograma de Chuva efetiva da bacia Central.....	65
Figura 27 – Hietograma de Chuva efetiva da bacia total	65
Figura 28 – Hidrograma vazões máximas da bacia Esquerda.....	67

Figura 29 – Hidrograma vazões máximas da bacia superior.....	67
Figura 30 – Hidrograma vazões máximas da bacia central.....	68
Figura 31 – Hidrograma vazões máximas da bacia total.....	68
Figura 32 – Amortecimento das vazões máximas com TR = 25 anos pelo reservatório central.	71
Figura 33 – Amortecimento das vazões máximas com TR = 25 anos pelo reservatório superior.....	72
Figura 34 – Amortecimento das vazões máximas com TR = 50 anos pelo reservatório superior.....	73
Figura 35– Amortecimento das vazões máximas com TR = 100 anos pelo reservatório superior.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Principais medidas estruturais	25
Tabela 2 – Conceito de Canalização x reservação	27
Tabela 3 – Valores de CN para bacias rurais	37
Tabela 4 – Valores de CN para bacias suburbanas.....	37
Tabela 5 – Fórmulas de Tempo de Concentração recomendadas para bacias urbanas e rurais	51
Tabela 6 – Valores do coeficiente de descarga (Cd) para tubos curtos de concreto em aresta viva	55
Tabela 7 – Características físicas das bacias analisadas	58
Tabela 8 - Usos do solo e o fator CN da bacia esquerda.....	63
Tabela 9 - Usos do solo e o fator CN da bacia superior	63
Tabela 10 - Usos do solo e o fator CN da bacia central	63
Tabela 11 - Usos do solo e o fator CN da bacia total	63
Tabela 12 – Hidrograma unitário Triangular do SCS das bacias estudadas.....	66
Tabela 13 – Vazões máximas permitidas para os reservatórios	69
Tabela 14 – Síntese da aplicação do método de Puls aos reservatórios analisados.....	70

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Doenças relacionadas à ausência de saneamento básico adequado.....	21
Quadro 2 – Matriz gerada no processo de Convolução.....	41
Quadro 3 – Algoritmos utilizados no Qgis e os parâmetros de entrada e saída	52
Quadro 4 – Capacidade de condução de vazão dos trechos de jusante já canalizados.....	58

LISTA DE ABREVIATURAS

Av. – Avenida

cm - Centímetro

Km – Quilômetro

mim – Minutos

m/m – Metro por metro

mm/h – Milímetro por hora

m³ - Metro cúbico

m³/s - Metro cúbico por segundo

m³/s⁻¹ - Metro cúbico por segundo negativo

m² - Metro quadrado

m – Metro

mm - Milímetro

n. – Número

p. – Página

Q – Vazão

S - capacidade máxima potencial de armazenamento de água no solo

s. – Segundos

t - tempo

v. – Volume

3D - Tridimensional

LISTA DE SIGLAS

ABPC - Associação Brasileira de Cimento Portland

ANA – Agência Nacional de Águas e Saneamento básico

APP - Área de Preservação Permanente

CAV - Cota x Área alagada x Volume acumulado

Cd- Coeficiente de descarga

DEP – Departamento de Esgotos Pluviais

HU – Hidrograma Unitário

HUT - Hidrograma Unitário Triangular

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IDF – intensidade-duração-frequência (curvas IDF)

MDE - Modelos digitais de elevação

NRCS - Natural Resources Conservation Service

PMA – Prefeitura Municipal de Agudo

PPDrU – Plano Diretor de Drenagem Urbana

QGIS - Software livre de Sistemas de Informações Geográficas

RSC – Rodovias estaduais coincidentes com rodovias federais

SCS - Soil Conservation Service

SHP - Shapefile

SMDU – Secretaria de Habitação e Desenvolvimento Urbano

SUDERHSA – Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

TOPODATA - Banco de Dados Geomorfológicos do Brasil

Tc – Tempo de Concentração

TR – Tempo de Retorno

HTML - Hypertext Markup Language

HTTP - HyperText Transfer Proto

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVO GERAL.....	15
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	15
1.3 JUSTIFICATIVA	15
2 CONCEITOS GERAIS E REVISÃO DE LITERATURA	17
2.1 INUNDAÇÕES URBANAS E AS CONSEQUÊNCIAS DA URBANIZAÇÃO	17
2.2 GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS	20
2.3 MÉTODOS DE CONTROLE DE INUNDAÇÃO.....	22
2.3.1 MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS.....	22
2.3.2 MEDIDAS ESTRUTURAIS	23
2.4 RESERVATÓRIOS PARA CONTROLE DE CHEIAS	27
2.4.1 RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO	28
2.4.2 RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO	29
2.4.3 RECOMENDAÇÕES PARA PROJETOS DE RESERVATÓRIOS DE ARMAZENAMENTO PLUVIAL	31
2.4.4 ESTUDOS JÁ REALIZADOS.....	32
2.5 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO	34
2.5.1 HIDROGRAMA DE PROJETO	34
2.5.1.1 MÉTODO SCS PARA HIETOGRAMA DE CHUVA EFETIVA	34
2.5.1.2 HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR DO SCS	37
2.5.1.3 HIDROGRAMA DE PROJETO – CONVOLUÇÃO.....	39
2.5.2 PROPAGAÇÃO DE CHEIAS EM RESERVATÓRIOS – MÉTODO DE PULS	40
3. METODOLOGIA.....	43
3.1 ÁREA DE ESTUDO E CONDIÇÕES HIDRÁULICAS DE JUSANTE	45
3.2 ESTUDO DAS PRECIPITAÇÕES DA REGIÃO, EVENTOS CRÍTICOS E OBTENÇÃO DAS CURVAS IDF	46
3.3 DEFINIÇÃO DE POSSÍVEIS LOCAIS PARA IMPLANTAÇÃO DO RESERVATÓRIO.....	47
3.4 DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA E SUAS CARATERÍSTICAS FÍSICAS.....	48
3.5 HIDROGRAMA DE PROJETO	51

3.5.1 HIETOGRAMA DE PROJETO.....	51
3.5.2 HIETOGRAMA DE CHUVA EFETIVA	51
3.5.3 HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR	52
3.5.4 CONVOLUÇÃO - HIDROGRAMA DE PROJETO	53
3.6 DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO	53
4 RESULTADOS.....	55
4.1 CONDIÇÕES HIDRÁULICAS DE JUSANTE	55
4.2 ESTUDO DAS PRECIPITAÇÕES DA REGIÃO, EVENTOS CRÍTICOS E OBTENÇÃO DAS CURVAS IDF	55
4.3 DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA E SUAS CARATERÍSTICAS FÍSICAS.....	57
4.4 HIDROGRAMA DE PROJETO	59
4.4.1 HIETOGRAMA DE PROJETO.....	59
4.4.2 HIETOGRAMA DE CHUVA EFETIVA	60
4.4.3 HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR	65
4.4.4 CONVOLUÇÃO - HIDROGRAMA DE PROJETO	65
4.5 DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO	68
4.5.1 RESERVATÓRIO CENTRAL.....	70
4.5.2 RESERVATÓRIO SUPERIOR.....	71
5. CONCLUSÃO	74
REFERÊNCIAS	75

1 INTRODUÇÃO

A palavra urbanização refere-se “a ação sobre a urbi”, sendo assim, o processo de transformar em cidade, representando a atividade humana em uma de suas formas mais significativas (TUCCI; BERTONI, 2003). A impermeabilização do solo gerada no processo de urbanização, e a utilização inapropriada das várzeas para fins que diferem do contexto original de permitir o extravasamento de corpos hídricos, são modificações antrópicas. Tais modificações ampliaram a magnitude de eventos naturais como as cheias. Essas catástrofes causam prejuízos em diversas áreas e em graus diferentes, tornando-se atualmente um dos mais graves problemas enfrentados na contemporaneidade. Atingindo majoritariamente grandes complexos urbanos, entretanto, também é frequente em municípios de menor porte. (NAKAZONE, 2005).

Durante muito tempo a drenagem urbana continha um único princípio: o conceito do afastamento rápido. Transportando a causa dos problemas, ou seja, remanejando a vazão excedida da sua origem. Este conceito era eficaz até certo ponto, no entanto, ocasionava inundações a jusante. O problema era transferido para outros lugares, mas a causa não era realmente tratada, pois, a problemática era a ocupação e uso inapropriado da bacia hidrográfica (TUCCI; BERTONI, 2003).

Durante o decorrer do tempo e com embasamento já fundamentado em experiências anteriores, surgiu a necessidade de reestruturar a forma de pensar. Trazendo uma percepção multidisciplinar da realidade, que engloba o problema pontual e a jusante. Isto se fez necessário, já que a frequência e intensidade das cheias tornou-se insustentável para a população e seus líderes. Criou-se então, um novo conceito para drenagem urbana, com abordagem mais atual e sustentável. O princípio de armazenamento e retardo das águas superficiais, com intuito de mitigar e prevenir os efeitos catastróficos da urbanização, lançando de forma controlada essa vazão ao longo do tempo, busca reproduzir as características hidrológicas originais da bacia hidrográfica (NAKAZONE, 2005).

O conceito é simplista e baseia-se na criação de reservatórios específicos para controle de cheias. Os reservatórios são utilizados pela civilização desde os primórdios para outros fins como irrigação e abastecimento. É comum problemas em redes de microdrenagem que foram instaladas em um passado não tão distante, devido a sua capacidade hidráulica defasada, não sendo mais capaz de escoar os efluentes provenientes da drenagem urbana. Circunstâncias assim precisam de medidas não convencionais para serem elucidadas, como a construção de estruturas de retenção e infiltração (RIGHETTO, 2009).

Os reservatórios tem o objetivo de regular o escoamento superficial, armazenando a parte excedente da precipitação a qual gera os alagamentos. A vazão excedente é liberada após o término do período crítico de forma gradual (NAKAZONE, 2005). A sua eficiência frente às cheias não pode ser confrontada, desde que, dimensionados e implantados de maneira correta e as manutenções periódicas realizadas quando necessário (WANIELISTA, 1990 apud NAKAZONE, 2005).

Nesse sentido, este trabalho difunde as preocupações e problemas relacionados às inundações e analisa uma maneira de mitigá-los por meio da implantação de reservatórios de retenção em um estudo de caso.

1.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar a viabilidade técnica para implantação de um reservatório de retenção no município de Agudo/RS.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar levantamento das condições hidráulicas atuais e das chuvas na região.
- Realizar dimensionamento de um reservatório de retenção de cheias, para diferentes locais possíveis para implantação.
- Comparação das soluções propostas.

1.3 JUSTIFICATIVA

A cidade de Agudo apresenta um problema relativo à rede de microdrenagem, a qual foi construída de maneira desordenada e sem estudos prévios, assim como a maioria dos municípios brasileiros. Em sua área urbana, atravessa o arroio Sanga Funda, que foi canalizado em algumas partes com intuito de mitigar os alagamentos ocasionados nos períodos mais chuvosos, em outros trechos ele percorre livremente através de propriedades particulares. No entanto, em eventos extremos a parte canalizada não suporta a vazão e ocasiona o estrangulamento desse escoamento, conseqüentemente, gerando alagamentos entre as ruas entre as ruas Marechal Deodoro e Muniz Ferraz (PMA,2018).

Justifica-se assim este trabalho na busca por uma solução eficiente para mitigar os problemas enfrentado pelos moradores do município de Agudo relacionados as cheias e alagamentos, ocasionados pela deficiência da rede de drenagem urbana. Para prevenir a

ocorrência desses eventos, a Prefeitura Municipal idealizou a implantação de um reservatório de detenção. Visando dar embasamento para decisão da mesma sobre a realização ou não de um projeto e posteriormente sua execução, este estudo analisa sua viabilidade técnica.

2 CONCEITOS GERAIS E REVISÃO DE LITERATURA

O capítulo tem foco na revisão de literatura referentes a análise dos acontecimentos desencadeados pela ação das enchentes e alagamentos, assuntos gerais de drenagem urbana, as consequências da urbanização nos ciclos hidrológicos e seus impactos ambientais, sociais e econômicos. Após discute-se também acerca das soluções e metodologias comumente utilizadas para a mitigação desses problemas.

2.1 INUNDAÇÕES URBANAS E AS CONSEQUÊNCIAS DA URBANIZAÇÃO

A urbanização é um fenômeno recente na história, até o ano de 1800 apenas 1% da população residia nas cidades. A expansão dos centros urbanos se intensificou em meados no século XVIII devido a Revolução Industrial. O crescimento acelerado da urbanização sucedeu em escala mundial (TUCCI; BERTONI,2003).

Com a urbanização os ciclos hidrológicos sofreram alterações advindas das mudanças na impermeabilização do solo, pois a camada superficial de vegetação é substituída por materiais com baixa permeabilidade, mudando o escoamento superficial da região. Nas regiões urbanizadas o escoamento superficial apresenta maior aceleração, menor tempo de concentração e maior pico de vazão. O aumento do volume escoado superficialmente pode ocasionar inundações em áreas que anteriormente não apresentavam esse transtorno (CANHOLI, 2005).

Normalmente os rios possuem dois leitos. No leito menor é onde a água escoar em tempos de estiagem, já o leito maior é atingido pelo escoamento a cada 2 anos aproximadamente. O impacto devido a inundação ocorre quando a população ocupa o leito maior do rio, ficando sujeita às inundações (TUCCI; BERTONI,2003).

A urbanização gerou inúmeras oportunidades para a população, em contrapartida marginalizou outras tantas. Os habitantes dessas áreas estão suscetíveis a alagamentos e inundações. Sem planejamento urbano e fiscalização efetiva é inevitável a ocupação dos leitos e áreas suscetíveis a desastres naturais (CAMPOS *et al.*, 2003. *Apud* LIMA; FILGUEIRA,2018). A figura 1 demonstra o leito menor e o leito maior de um rio, e as residências sujeitas às inundações devido à errônea ocupação do leito maior.

Figura 01 – Característica do leito de um rio



Fonte: (TUCCI; BERTONI,2003)

É denominado como inundação o fenômeno de transbordamento das águas de um corpo hídrico que atinge a planície de inundação. No caso de enchentes ou cheias sua ocorrência é devido ao aumento do nível de água no corpo hídrico atingindo a cota máxima do canal, no entanto não ocorre a extravasamento dessas águas (TUCCI; BERTONI,2003).

A defesa civil (2008) caracterizou as inundações como um fenômeno natural e hidrológico, ocorre a submersão de áreas que normalmente não se encontram alagadas, ou seja, ocorre transbordamento das águas em áreas fora dos limites normais dos cursos hídricos. O transbordamento ocorre gradativamente, ocasionado por chuvas intensas e prolongadas. Já os alagamentos são transtornos ocasionados devido ao acúmulo de água em ruas de áreas urbanizadas de água devido a deficiência da drenagem urbana. Na figura 2 observa-se o perfil dos transtornos citados neste parágrafo.

Figura 2 – Perfil das enchentes, inundações e alagamentos



Fonte: CPRM,2017.

A urbanização ocasiona impactos na bacia hidrográfica sendo classificados como quantitativos, qualitativos e de valor ambiental. Impactos quantitativos devido ao aumento da impermeabilização do solo e a implantação de sistemas de drenagem podem ocasionar vazões

máximas até 6 vezes maiores (TUCCI, BERTONI, 2003) . O impacto na qualidade é referente ao lançamento do esgoto doméstico que muitas vezes é lançado indevidamente na rede pluvial, sem o devido tratamento, chegando à biota aquática e deixando o meio propício ao crescimento de bactérias e parasitas. Os impactos de valor ambiental são gerados pela degradação da bacia com o assoreamento de leito, margens instáveis devido a retirada da camada de vegetação, acúmulo de lixo e o desequilíbrio do ecossistema aquático (LEOPOLD,1968).

O desenvolvimento urbano sem planejamento pode também acarretar obstruções ao escoamento como aterros, pontes, drenagens inadequadas e obstruções ao escoamento junto a condutos e assoreamentos (TUCCI; BERTONI, 2003).

Inúmeras doenças estão relacionadas à veiculação hídrica, algumas dessas doenças estão relacionadas a falta ou baixa cobertura de água tratada e saneamento básico como a diarreia e a cólera. Outras doenças estão diretamente ligadas às inundações, pois a água age como agente passivo para veiculação desses patógenos como a Leptospirose, dengue e malária (TUCCI, 2005). O quadro 01 mostra a relação de doenças transmitidas pela falta de saneamento básico.

Quadro 01- Doenças relacionadas à ausência de saneamento básico adequado

CATEGORIA	DOENÇAS
Doenças de transmissão feco-oral	Diarréia, febre entérica e hepatite A.
Doenças de transmissão por inseto-vetor	Dengue, febre amarela, leishmaniose, filariose linfática, malária e doença de chagas.
Doenças de transmissão pelo contato com a água	Esquistossomose e leptospirose.
Doenças relacionadas com a higiene	Doença dos olhos, tracoma, conjuntivite, doenças de pele e micoses superficiais.
Geo-helminhos e teníases	Teníase e helmintíases.

Fonte: Calijuri *et al.* (2009).

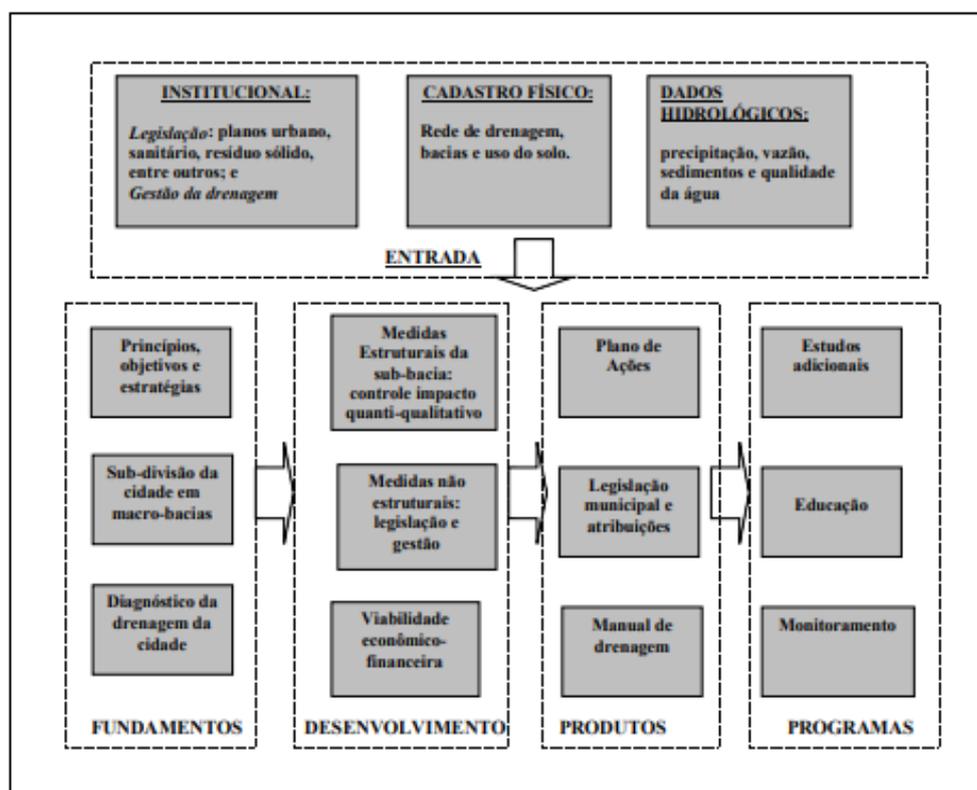
As inundações provocam problemas econômicos e sanitários. Na saúde os principais transtornos estão associados a incidência de acidentes por afogamentos e soterramentos causados por deslizamentos de terra, contaminação da água e dos alimentos por organismos patogênicos (TUCCI; BERTONI, 2003).

2.2 GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS

O Plano de Águas Pluviais ou Plano Diretor de Drenagem Urbana, é o mecanismo utilizado para controle das inundações e da drenagem urbana nas cidades. Esse plano é subordinado ao Plano Diretor da cidade e deve ser integrado aos planos de saneamento ambiental, águas, esgoto e resíduos sólidos, integrando todo o conjunto de planejamento da cidade (TUCCI, 2005).

Os Planos Diretores de Drenagem Urbana utilizam a bacia hidrográfica como unidade básica de planejamento. A ideia de planejar uma bacia urbana nasce da necessidade de resolver os problemas relacionados às inundações. Existe a convicção otimista baseada em experiências estrangeiras e nacionais que a forma mais racional, econômica e sustentável de elucidar essas questões é uma abordagem ampla integrada no tempo e espaço. E a maneira de chegar a essa solução são os planos de drenagem urbana de bacias hidrográficas (SMDU,2012). O plano diretor de drenagem deve englobar um conjunto de informações como exemplifica a figura 3.

Figura 3- Estrutura de um plano diretor de drenagem



Fonte: Tucci (2005)

O plano diretor deve seguir diretrizes básicas as quais servirão de alicerce para elaboração de um Plano de Drenagem eficiente (Tucci, 2005). Os dados de entrada na figura 3 estão descritos de maneira sucinta abaixo:

- Cadastro Físico: é importante realizar um cadastro contendo as bacias hidrográficas da região, uso do solo na bacia e também a rede de drenagem existente.
- Institucional: O plano de drenagem deve ser desenvolvido preferencialmente de forma integrada ao plano de Resíduos Sólidos e Planos de água e esgotamento sanitário. A legislação Municipal, Estadual e Federal faz a ligação entre o plano diretor e o meio ambiente.
- Dados Hidrológicos: Estudos devem ser realizados para identificar as precipitações, vazão, tipos de solo presentes na bacia, sedimentação e qualidade da água.

Os fundamentos do plano diretor de drenagem estão relacionados a estratégia, objetivos e princípios que devem ser seguidos. Identificar os problemas da rede de drenagem na cidade e propor soluções e adequações para as mesmas e elaborar a subdivisão das bacias do município (Tucci, 2005).

No desenvolvimento deste plano devem estar descritas as medidas estruturais e não estruturais previstas e sua viabilidade econômica. As análises obtidas no desenvolvimento permitem elaborar novas legislações municipais e atribuições, assim como também o Manual de drenagem Urbana no qual está descrito as metodologias e equações a serem seguidas para dimensionar as redes de macro e micro drenagem.

Os programas são elementos utilizados para tornar eficientes as medidas estruturais e não estruturais, através de monitoramento e programas de conscientização da população local (Tucci, 2005).

A drenagem urbana é dividida em 3 fases de concepção: na fonte, microdrenagem e macrodrenagem. A drenagem na fonte é definida pelas estruturas de captação, contenção e controle do escoamento advindo dos lotes, empreendimentos, estacionamentos, parques e condomínios.

A rede de Microdrenagem é composta pelas sarjetas, bocas de lobo e conjunto de condutores pluviais ou canais de rede primária, projetada para atender precipitações moderadas. A figura 4 mostra a disposição dos elementos da rede de drenagem convencional (TOMAZ, 2010b).

Figura 4 - Rede de drenagem convencional



Fonte: Tomaz (2010 b).

A Macrodrenagem coleta todos os sistemas da microdrenagem, é projetada para amortecer precipitações elevadas com provável prejuízo humano e material. A elaboração adequada da macrodrenagem é indispensável para o desenvolvimento assertivo do plano de desenvolvimento urbano. De acordo com SMDU (2012), a execução errônea desse sistema em áreas já habitadas é o motivo principal das inundações de maior proporção.

2.3 MÉTODOS DE CONTROLE DE INUNDAÇÃO

“É ingenuidade do homem imaginar que poderá controlar totalmente as inundações; as medidas sempre visam minimizar as suas consequências” (TUCCI; BERTONI, 2003, p.63). As medidas de controle se caracterizam como estrutural e não estrutural. O controle de Cheias é realizado com a combinação dessas duas medidas (TUCCI; BERTONI, 2003).

2.3.1 MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS

São medidas de caráter legal e institucional que visam disciplinar a sociedade a minimizar os efeitos colaterais no regime hídrico das bacias relacionados à urbanização (SMDU,2012). Essas medidas são economicamente mais vantajosas e buscam não interferir no ecossistema da região (TUCCI; BERTONI, 2003).

As medidas de controle não estruturais buscam amenizar os problemas ocasionados pelas inundações a partir da elaboração de normas, regulamentações e programas. Quando bem elaboradas são muito eficazes e seu custo é menor (CANHOLI, 2005).

Alguns países desenvolvidos priorizam a aplicação de medidas não estruturais, que funcionam de forma preventiva, sendo mais vantajosas economicamente e ambientalmente sustentáveis (SILVA,2006).

As medidas não estruturais baseiam-se em ações preventivas, dentre elas constam o gerenciamento de desastres, previsão e alerta de inundações, seguros, regulamentação para uso do solo, educação ambiental e zoneamento das áreas alagáveis.

Em algumas cidades do país já foram feitos estudos sobre a implementação das medidas não estruturais em algumas bacias brasileiras. Na cidade de Estrela/RS após realização de estudos, foi implementado o zoneamento das áreas alagáveis PDDU, delimitando zonas de uso especial (TUCCI, 2001 *Apud* ALVES,2005).

O grave problema na drenagem urbana das cidades de Porto União e União da Vitória localizadas no Paraná poderia ser amenizado segundo estudo realizado por Tucci e Villanueva (1999), os autores aconselham a implementação do Zoneamento das áreas inundáveis, estabelecido em três zonas de controle considerando um tempo de retorno de até 100 anos.

2.3.2 MEDIDAS ESTRUTURAIS

Buscam amenizar as ondas de cheia, através da implementação de Obras de engenharia. Essas intervenções modificam o curso hídrico e suas características (SUDERHSA, 2012). No entanto essas estruturas podem gerar uma segurança fictícia aos habitantes das áreas inundadas, para a proteção completa essas obras deveriam ser projetadas para amortecer a maior inundação possível, tornando-se inviável financeiramente, (ENOMOTO *et al.*, 2000). Seguindo o mesmo pensamento para Bertoni e Tucci (2003), podem criar sensação de segurança falsa e permitir ocupações em locais não indicados.

As medidas estruturais também são categorizadas como Intensivas e Extensivas. “Deve-se ter em mente que a melhor drenagem é aquela que drena o escoamento sem produzir impactos nem no local nem a jusante” (ENOMOTO *et al.*, 2000, p.72).

Segundo Tucci (2005) as medidas extensivas atuam na bacia modificando a relação entre vazão e precipitação. Elas aumentam a cobertura vegetal do solo diminuindo o escoamento superficial, picos de cheia e reduzem a erosão da bacia. A cobertura vegetativa aumenta a evapotranspiração, retarda o escoamento superficial e armazena parte do volume precipitado. O aumento da cobertura é mais eficaz em bacias menores (<10Km²) e para

eventos frequentes que ocorrem com mais facilidade, para eventos de menor frequência (maiores intensidades) o efeito da cobertura é muito reduzido.

O aumento da erosão está ligado diretamente ao transporte de sedimentos e agregados ocasionando a contaminação dos corpos hídricos a jusante e diminuindo sua seção, como também alterar o balanço de carga e descarga desses rios. O controle da erosão é feito pelo reflorestamento das matas ciliares, estabilização das margens e práticas agrícolas corretas.

De acordo com Simons *et al.*(1977) *apud* Tucci e Bertoni (2003), as medidas intensivas têm aplicação direta no corpo hídrico. Elas modificam o escoamento da onda de cheia podendo acelerar, retardar ou desviar. Na tabela 1 são apresentadas algumas medidas extensivas e intensivas, são citadas as principais características positivas e negativas, assim como a sua área de aplicação.

Tabela 1 – Principais medidas estruturais

MEDIDAS	VANTAGEM	DESvantAGEM	APLICAÇÃO
MEDIDAS EXTENSIVAS			
Controle da cobertura vegetal	Redução do pico da cheia	Impraticável em grandes Áreas	Pequenas
Controle da erosão do solo	Reduz o assoreamento		Bacias
MEDIDAS INTENSIVAS			
Diques e Polders	Alto grau de proteção da área	Danos significativos caso falhe	Grandes rios
Melhoria do canal: -redução da rugosidade por desobstrução	Aumento da vazão com pouco investimento	Efeito Localizado	Pequenos rios
Melhoria do canal: -Corte de meandro	Amplia área protegida e acelera escoamento	Impacto negativo em rio com fundo aluvionar	Área de inundação estreita
RESERVATÓRIOS			
Todos os reservatórios	Controle a jusante	Localização difícil	Bacias intermediárias
Reservatórios compostos	Mais eficientes com o mesmo volume	Vulnerável a erros humanos	Projeto usos Múltiplos

Continua

Continuação

MEDIDAS	VANTAGEM	DESVANTAGEM	APLICAÇÃO
Reservatórios p/ cheias	Operação com mínimo de perdas	Custo de implantação não compartilhado	Restrito ao controle de enchentes
MEDIDAS INTENSIVAS			
MUDANÇA DE CANAL			
Caminho da cheia	Amortecimento de volume	Depende da topografia	Grandes bacias
Desvios	Reduz a vazão do canal principal	Depende da topografia	Grandes bacias e médias

Final.

Fonte: Adaptado (TUCCI; BERTONI, 2003 *apud* SIMONS *et al.*, 1977)

Habitualmente os infortúnios provenientes da drenagem urbana são abordados pelo conceito de máxima eficiência no escoamento (*conveyance approach*), portanto escoar os eflúvios de forma rápida para jusante. De acordo com Tucci (2003), no país, o controle das inundações em sua maioria é realizado por meio de canalizações. Os canais são projetados para escoar vazões de projetos com tempo de retorno entre 25 a 100 anos. A nível mundial a canalização foi empregada por décadas, essa prática tem o objetivo de afastar ou desviar o escoamento de maneira rápida. Se caracteriza por canalização a retificação de traçado de córregos, galerias e canais de concreto (CANHOLI,2005).

A canalização tornou-se uma prática generalizada, onde a tomada de decisões por profissionais não qualificados resulta em práticas com alto custo de implementação e não eficientes. Os próprios habitantes quando atingidos por inundações por falta de conhecimento solicitam a instalação de canais para controle. A canalização não soluciona os problemas com inundações apenas transfere para jusante, e neste contexto as obras chegam a custar 10 vezes a alternativa de controle local (TUCCI, BERTONI, 2003).

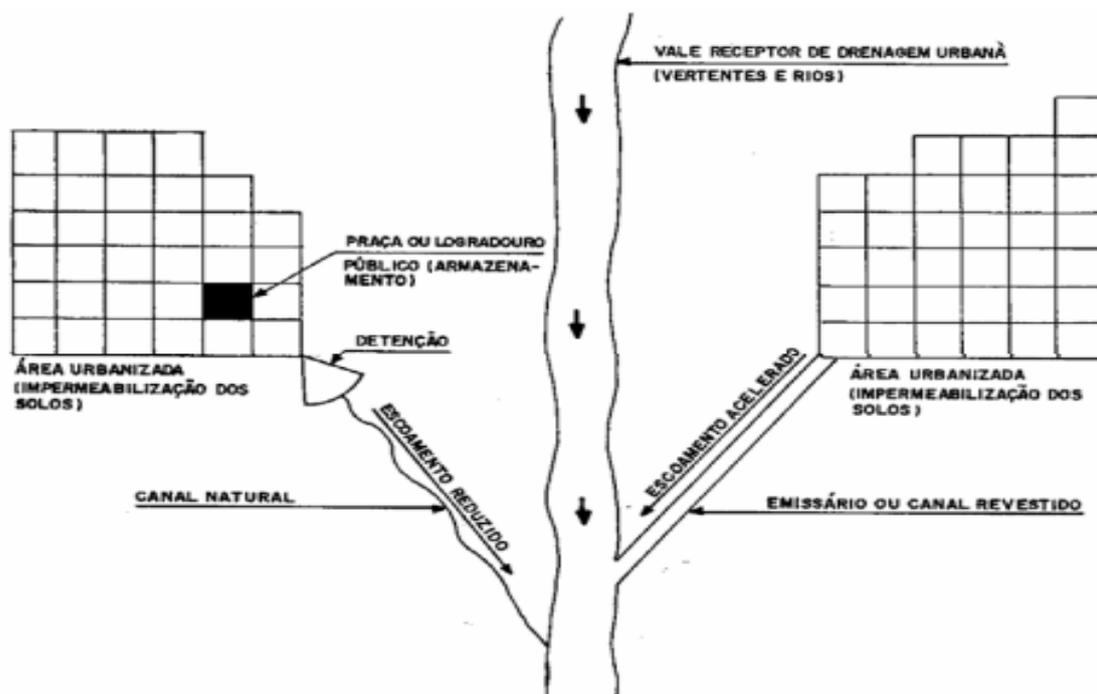
Já o planejamento dos sistemas de drenagem urbana trouxe um novo conceito de armazenamento de retenção parcial ou total do escoamento pluvial (*Storage detention approach*). Após a precipitação parte do volume ou todo é armazenado temporariamente, promovendo o controle do escoamento a jusante (ASCE,1985 *apud* VILLAS,2013). Na figura 5 podemos identificar as divergências entre os dois conceitos. A Tabela 2 faz uma análise comparativa entre as características de obras de canalização e de reservação.

Tabela 2 – Conceito de Canalização x conceito de Reservação.

CARACTERÍSTICA	CANALIZAÇÃO	RESERVAÇÃO
Função	Remoção rápida dos escoamentos	-Contenção temporária para subsequente liberação
Componentes principais	Canais abertos/galerias	-Reservatório superfície livre -Reservatório subterrâneo -Reservatório sub-superficial
Aplicabilidade	-instalação em áreas novas - construção por fases -ampliação da capacidade pode se tornar mais difícil (centros urbanos)	-Áreas novas em implantação -Construção por fases -Áreas existentes (à superfície ou subterrânea)
Impactos nos trechos de jusante (quantidade)	-Aumenta significativamente os picos de enchentes em relação à condição anterior -Maiores obras nos sistemas de jusante	-Áreas novas: podem ser dimensionadas para impacto zero (legislação EUA) -Reabilitação de sistemas: podem tornar vazões a jusante compatíveis com a capacidade disponível
Manutenção e operação	-Manutenção em geral pouco frequente (pode ocorrer excesso de assoreamento e de lixo) -Manutenção nas galerias é difícil (condições de acesso)	-necessário limpeza periódica e fiscalização -Sistema de bombeamento requer operação/manutenção -Sistema de bombeamento requer operação/manutenção
Estudos hidrológicos/ hidráulicos	-Requer definição dos picos de enchente	-Requer definição dos Hidrogramas (volumes das enchentes)

Fonte: Adaptado (CANHOLI, 2005).

Figura 5 – conceito de máxima eficiência x detenção no escoamento



Fonte: (ASCE,1985 *apud* VILLAS,2013).

2.4 RESERVATÓRIOS PARA CONTROLE DE CHEIAS

O reservatório para controle de cheias retém os eflúvios durante as enchentes, reduzindo assim, o pico e o impacto a jusante. Os reservatórios podem ser de funcionamento único ou planejados para usos múltiplos. Possuem finalidades distintas, alguns são projetados para controlar vazões máximas, volume e controle de material sólido.

Os reservatórios de contenção auxiliam a restaurar o controle das vazões de pré-urbanização, essas vazões são anteriores à mudança de impermeabilização do solo. Esse controle pode ser alcançado, se a vazão de pós-urbanização contida no reservatório for extravasada com uma vazão máxima de saída inferior à vazão de pré-urbanização (DRUMOND; COELHO; MOURA, 2014).

O armazenamento reduz o pico de vazão, pois retém temporariamente o volume precipitado, porém não diminui o escoamento superficial (NAKAZONE, 2005). Os reservatórios de armazenamento para controle de cheias podem ainda ser de retenção ou detenção, os quais encontram-se descritos na sequência.

2.4.1 RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO

Os reservatórios de retenção são dimensionados para conter água em seu interior durante toda sua vida útil (TUCCI,2005). São projetados como lagoas artificiais que possuem lâmina de água constante, quando as cheias ocorrem o nível da água da bacia de retenção eleva-se. O volume excedente de água no reservatório é liberado por vertedouros (CANHOLI,2005). Na figura 6 está representado o reservatório de retenção implantado no parque do Ibirapuera em São Paulo.

Figura 6 - Reservatório de retenção - Parque do Ibirapuera em São Paulo



Fonte: Olival et al (2017)

Além de acumular água, estes reservatórios possuem uma função paisagística e de melhoria para parâmetros de qualidade da água, em função do tempo de residência do volume ser próximo de 2 a 4 semanas. Uma desvantagem desta estrutura, é a necessidade de maiores áreas, pois além do volume a ser amortecido também acumula seu volume permanente.

A manutenção dessas estruturas deve ser realizada de maneira contínua, para evitar o comprometimento das funções paisagísticas, estruturais e de qualidade da água. Deve-se estabelecer visitas de inspeção no reservatório a cada seis meses para limpeza, quando o nível da bacia estiver a 1/3 da profundidade de projeto para remoção de sedimentos. A cada dois

anos a remoção da vegetação deve ser realizada. Uma inspeção completa anualmente é fortemente recomendada (TOMAZ,2016).

2.4.2 RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO

O reservatório de detenção acumula água somente durante a precipitação, seu esvaziamento é rápido em até 6 horas, não sendo eficaz na remoção de poluentes. Os espaços urbanos são cada vez mais valiosos e para reaproveitar essas áreas os reservatórios de detenção quando subterrâneos ou secos podem funcionar como parques ou quadra de esportes (TUCCI,2005).

Para ASCE (1985) apud VILLAS (2013) os reservatórios de detenção com maior aceitação pela comunidade são os integrados a outros usos como a recreação, já que a comunidade poderá usufruir deste espaço no seu cotidiano.

Em casos de bacias maiores o volume de armazenamento é elevado, gerando gastos maiores e tornando-se inviável financeiramente a construção de um reservatório subterrâneo, em decorrência das escavações. (SUDERHSA, 2002). Na figura 7 observa-se a parte interna do reservatório de detenção fechado localizado na cidade de Vitória, estado do Espírito Santo.

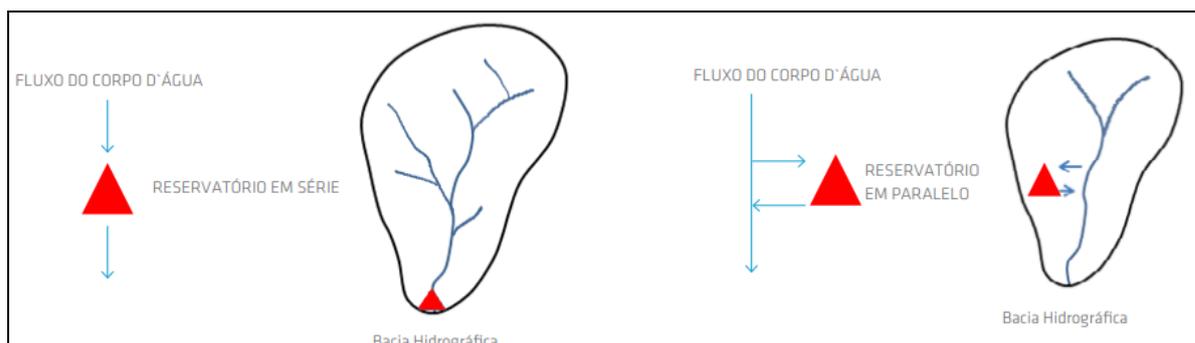
Figura 7 - Reservatório de detenção fechado em Vitória/ES.



Fonte: GAZETA,2014.

O reservatório pode ser em série ou paralelo, reservatórios em séries são construídos na mesma seção do curso de água e em paralelo o escoamento superficial é transportado para outro local onde tem disponibilidade de lotes. A figura 14 mostra como é feita a reservação em série e em paralelo.

Figura 8 – Reservatórios em série e em paralelo.



Fonte: Adaptado (ABPC, 2013).

Em bacias densamente urbanizadas, normalmente não há áreas desocupadas. Nessa situação a implementação de reservatórios em paralelo é mais indicada (ABPC, 2013).

As recomendações para dimensionar os reservatórios de detenção seguem as mesmas para os reservatórios de retenção. A profundidade não deve exceder 3 metros e devem ser previstas medidas de proteção para evitar banhistas e crianças devido ao risco elevado de afogamentos.

A manutenção das bacias de detenção recomenda que os eflúvios não fiquem parados mais que três dias, para evitar o aparecimento de vetores. Deve ser previsto um volume adicional que servirá para acúmulo de sedimentos, estes sedimentos devem ser retirados após o esvaziamento do reservatório e levado para o aterro sanitário. É prevista a limpeza dos dispositivos de entrada e saída como também a retirada da vegetação indesejável (TOMAZ, 2016).

Embora os reservatórios de detenção possuem grande eficiência na diminuição dos picos de cheia, eles apresentam alguns fatores negativos que devem ser observados e devidamente considerados. Os maiores infortúnios estão relacionados à deposição de sedimentos e detritos que podem ocasionar alguns problemas como perda da capacidade de armazenamento se os sedimentos não forem removidos, maus odores, problemas de saúde pública proveniente da decomposição da matéria orgânica e colmatção.

As áreas já devem ser consolidadas em termos de ocupação urbana é conveniente a existência de um sistema de coleta de lixo e limpeza de vias públicas eficiente, para diminuir

o volume de sedimentos carregados pela drenagem. É importante a implementação de programas educacionais, uma vez que a população tem uma relação estreita com o lixo lançado no sistema de drenagem.

Nos projetos em geral das obras de retenção é necessário prever condições de acesso que facilitem o trabalho de limpeza, em particular nos casos de obras subterrâneas que envolvem dificuldades inerentes a esse tipo de obra (SMDU,2012).

2.4.3 RECOMENDAÇÕES PARA PROJETOS DE RESERVATÓRIOS DE ARMAZENAMENTO PLUVIAL

Segundo as recomendações do SMDU (2012), o primeiro ponto a considerar sobre a obra de retenção e retenção é que ela esteja localizada a montante e o mais próximo possível da área inundada. Segundo o autor, a Bacia controle quando executada nas proximidades da área atingida pela inundação acarreta um maior controle e a uma área drenada maior.

Definidas as características da bacia hidrográfica é possível estimar o volume escoado superficialmente que deve ser retido ou desviado. Essa estimativa pode ser projetada baseada em um evento de grande volume precipitado ou baseado na conversão de dados como período de retorno, duração da chuva crítica, coeficientes de escoamento superficial ou um número de curva representativo da área drenada (SMDU, 2012).

É preferível que essas obras sejam operadas exclusivamente por gravidade, para ambos os sistemas de captação e restituição das águas para os sistemas de drenagem. Para que essa condição seja verdadeira, a implementação do reservatório deve ser em área com declive acentuado.

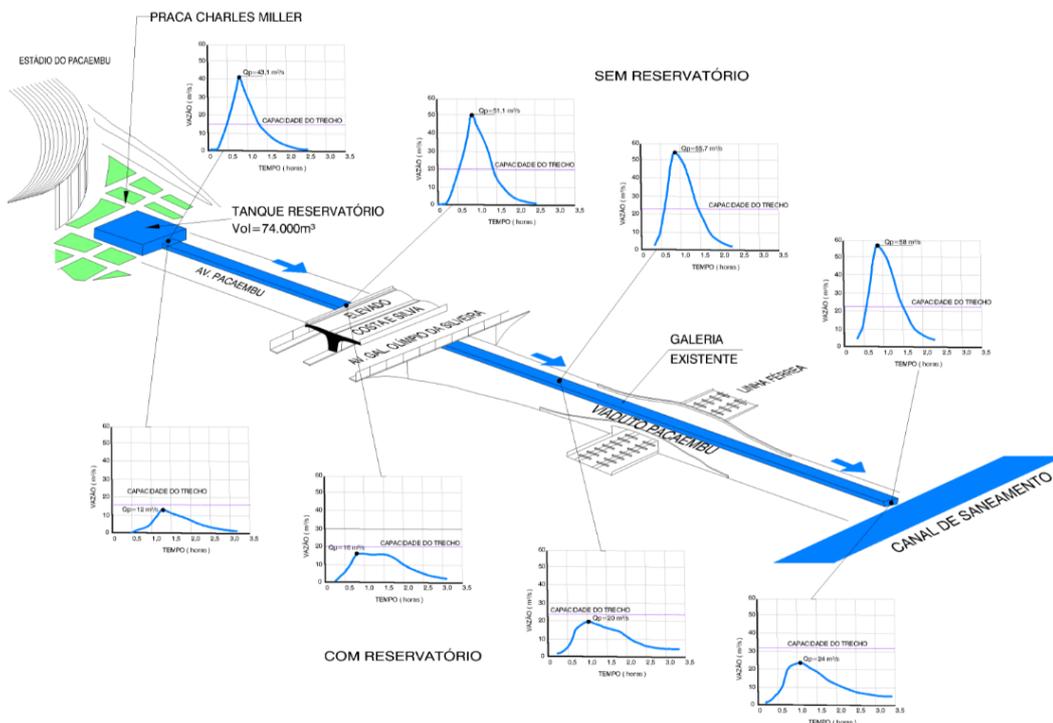
Ocorrem situações em que a área mais propícia para implementação do dispositivo de armazenamento é no próprio vale do curso local que necessita ser controlado. Nessas hipóteses os dispositivos de entrada são simples, restringindo que o controle é realizado pelas estruturas de saída.

As obras de transposição são necessárias quando as áreas favoráveis para instalação do reservatório estão fora do vale onde o curso hídrico se encontra. Nesses casos é previsto obras de captação e desvio para o local de armazenamento. Pode ocorrer a necessidade de escavações mais intensas para obter o volume adequado de armazenamento (SMDU,2012).

2.4.4 ESTUDOS JÁ REALIZADOS

Em 1960 a drenagem na zona leste de São Paulo não suportava a vazão em períodos chuvosos mais intensos, gerando grandes alagamentos (CANHOLI,2005). Para solucionar o problema em 1992 foi construído o Reservatório de Detenção do Pacaembu, com capacidade de armazenamento de 74.000m³, dimensionado para conter picos de vazão com tempo de retorno de 25 anos e vazão de saída de 13 m³/s coincidindo com a vazão máxima suportada pelas galerias (TOMAZ,2016). Na figura 9 estão os hidrogramas de pré e pós construção do reservatório, mostrando o amortecimento da onda de cheia e eficiência do sistema na redução dos picos de vazão.

Figura 9 - Influência do reservatório ao longo da avenida Pacaembu.



Fonte: (CANHOLI,2017).

Segundo DEP (2005), os alagamentos enchentes na cidade de Porto Alegre são provenientes da urbanização desenfreada que sobrecarregou o sistema de drenagem. Para solucionar os problemas existente a prefeitura Municipal em colaboração com o Instituto de Pesquisas Hidráulicas do Rio Grande do Sul elaboraram o PPD_rU, onde avaliaram 5 bacias da cidade. A diretriz seguida pelo plano diretor previa o aumento das áreas permeáveis e aumento da infiltração natural e também a instalação de reservatórios de detenção em pontos críticos.

Uma das bacias analisadas pelo PPD_rU foi a bacia de Arroio de Areia onde foi prevista a construção de um reservatório de detenção fechado com a capacidade de armazenamento de 6.000m³ (RIGHETTO, 2009). A obra iniciou em 2009 e foi finalizada em 2010 para realizar a limpeza e manutenção do reservatório foi projetada uma laje removível e uma rampa para facilitar o acesso de pequenos caminhões.

De acordo com o PPD_rU os reservatórios para amortecimento de cheias não devem ser dimensionados pelo método Racional, os hidrogramas de pré e pós-desenvolvimento devem ser determinados pelo método do SCS e a propagação do hidrograma deve ser realizada a partir do método de puls (DEP, 2005). A figura 9-A mostra o projeto arquitetônico em 3D do reservatório, a Figura 9-B refere-se à etapa de construção do reservatório e a figura 10 mostra a construção do reservatório finalizado.

Figura 10.a - Etapa I, Projeto arquitetônico 3D reservatório do Arroio da Areia.

Figura 10.b - Etapa II, Construção do reservatório Arroio da Areia.

Figura 10.c - Etapa III, Reservatório Arroio da Areia Finalizado.



Fonte: (ABPC, 2013).

2.5 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

O método comumente utilizado para dimensionamento de reservatórios de retenção é a definição do hidrograma de projeto pelo método do Soil Conservation Service (SCS), e sua propagação em um reservatório de amortecimento pelo método de Puls, conforme orienta o Plano diretor de drenagem Urbana de Porto Alegre (DEP, 2005), o manual de drenagem urbana da cidade de Curitiba (SUDERHSA, 2002) e tantos outros planos diretores de drenagem urbana de outros municípios. Na sequência, estão descritos os dois métodos citados.

2.5.1 HIDROGRAMA DE PROJETO

O hidrograma de projeto é obtido por meio da convolução do hidrograma unitário com o hidrograma de chuva efetiva, onde na sequência são descritos o método do SCS tanto para obtenção do hidrograma unitário quanto para obtenção da chuva efetiva. Segundo Carvalho (2018) o método do SCS foi proposto pelo órgão de serviço e conservação de recursos naturais dos Estados Unidos, na atualidade o órgão denomina-se *Natural Resources Conservation Service (NRCS)*, devido a necessidade de elaborar projetos e medidas para conservação do solo, amenizando o processo de erosão e assoreamentos causados pelas inundações.

2.5.1.1 MÉTODO SCS PARA HIETOGRAMA DE CHUVA EFETIVA

A precipitação após tocar o solo é decomposta em duas parcelas, a primeira parcela é retida pela matriz do solo por meio de infiltração e a outra parte escoar pela superfície da bacia hidrográfica devido a ação da gravidade (BERTONI; TUCCI, 2009).

Estipular a intensidade da precipitação é importante para controle de inundações e erosão do solo. O tempo decorrente entre a precipitação e a produção de vazão na bacia hidrográfica, é resultado da comunicação entre os componentes do ciclo hidrológico (BERTONI; TUCCI, 2009).

O método SCS estima as vazões em bacias urbanas e rurais baseando-se nas características do solo e sua ocupação. Trata-se de um método empírico que busca definir a precipitação efetiva (ou seja, a parcela de precipitação que gera escoamento superficial) a partir da precipitação total (SUDERHSA, 2002). Este cálculo é realizado a partir de um coeficiente chamado *CN (curve number)*, definido em função da umidade, tipo e uso do solo.

De acordo com Tucci (2009), os autores analisaram as perdas iniciais e presumiram que elas são próximas a 20% da capacidade máxima (S), propondo a equação 1 descrita abaixo, essa equação é válida quando $P > 0,2S$ caso $P < 0,2S$ então $Q = 0$.

$$Q = (P - 0,2S)^2 / (P + 0,8S) \quad (1)$$

Onde:

Q: chuva efetiva (escoamento superficial), em mm

P: precipitação total, em mm

S: capacidade máxima potencial de armazenamento de água no solo, em mm

O valor de S foi analisado experimentalmente e foi relacionado ao parâmetro CN, conforme equação 2.

$$S = (25400/CN) - 254 \quad (2)$$

Onde:

CN: curve number, parâmetro adimensional, cujo valor varia de 0 a 100, sendo que 0 corresponde a um solo com capacidade de infiltração infinita e 100 corresponde a um solo completamente impermeável.

O valor de CN é dado em tabelas desenvolvidas a partir de experimentos em pequenas bacias dos *EUA*, e varia conforme o tipo e ocupação do solo. São considerados quatro tipos de solos, em ordem crescente de potencial de geração de escoamento superficial: A, B, C ou D, conforme seguem suas características.

- SOLO A: solos com alta taxa de infiltração e baixa geração de escoamento superficial, solos arenosos profundos com pouco silte e argila.
- SOLO B: Solos mais permeáveis que a média, possuem menor profundidade e permeabilidade que o solo A.
- SOLO C: Possuem baixa capacidade de infiltração e geram escoamento superficial superior à média. São solos que contém alta porcentagem de argila e são pouco profundos.
- SOLO D: Por serem pouquíssimo permeáveis geram grandes taxas de escoamento superficial, são solos formados por argilas expansivas e são pouco profundos.

A tabela 3 apresenta os valores de *CN* para bacias rurais, enquanto a tabela 4 apresenta os valores para bacias urbanas e suburbanas. Os valores são correspondentes a uma umidade antecedente média, situação correspondente a umidade da capacidade de campo.

Tabela 3- Valores parâmetros para CN de bacias Rurais.

Uso do solo	Superfície	A	B	C	D
Solo Lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curva de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Plantações de cereais	Em curva de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
Plantações de legumes ou cultivados	Em curva de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curva de nível	47	67	81	88
	Normais, em curva de nível	25	59	75	83
	Boas, em curvas de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	88
	Esparsas, baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densas, alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras e estradas De terra	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	91
	De superfície Dura	74	84	90	91
Floresta	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

Final

Fonte: TUCCI (2009).

Tabela 4 - Valores de CN para bacias suburbanas

Utilização ou cobertura do solo	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
Com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Bosques ou Zonas de cobertura ruim	45	66		
Prado em boas condições	30	58	71	78
Florestais: cobertura Boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, de boas condições com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, de boas condições com relva de 50 a 75% da área	49	69	79	84

Continua.

Continuação.

Utilização ou cobertura do solo	A	B	C	D
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais	81	88	91	93
Lotes de (m ²)	% Média impermeável			
<500	65	77	85	90
1000	38	61	75	83
1300	30	57	72	81
2000	25	54	70	80
4000	20	51	68	79
Parques, estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Final.

Fonte: TUCCI (2009).

2.5.1.2 HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR DO SCS

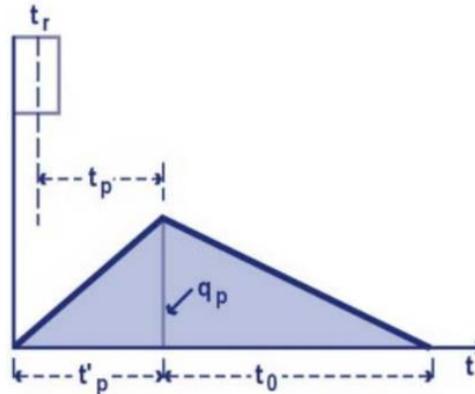
O hidrograma unitário (HU) é o hidrograma do escoamento direto, causado por uma chuva efetiva unitária (por exemplo, uma chuva efetiva de 1mm ou de 1 cm), por isso, o método possui este nome. A teoria do HU considera que a precipitação efetiva e unitária tem intensidade constante ao longo de sua duração e distribui-se uniformemente sobre toda área de drenagem. Além disso, considera-se que a bacia hidrográfica possui comportamento linear, permitindo aplicar os princípios de proporcionalidade e superposição. Dessa forma, é possível calcular a resposta da bacia a eventos de chuva diferentes, considerando que a resposta é uma soma das respostas individuais (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

O HU de uma determinada bacia hidrográfica pode ser construído a partir de dados observados de chuva e de vazão, porém, na prática, a situação mais frequente é a inexistência de dados de vazão medidos. Nesse caso, pode-se calcular Hidrogramas unitários sintéticos, obtidos a partir de análise das características físicas da bacia hidrográfica. Diversos autores construíram HUs sintéticos, e dentre os mais utilizados na prática, está o Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do SCS.

O SCS elaborou um hidrograma sintético simplificado, em que o hidrograma unitário tem formato triangular, sendo a área do triângulo correspondente ao volume de precipitação efetiva (escoamento superficial). O HUT pode ser calculado a partir de relações de tempo e

vazão estimadas com base no tempo de concentração e na área da bacia hidrográfica (TUCCI,2009), conforme ilustra a figura 11.

Figura 11 - Hidrograma Unitário Triangular SCS.



Fonte: (SUDERHSA, 2002).

Os parâmetros da figura 12 são descritos por Tucci (2009) na sequência.

- t_p = tempo de pico (horas), definido como o intervalo entre o centro de gravidade da chuva efetiva e o pico do hidrograma de vazão superficial. É estimado como 60% do tempo de concentração (t_c) da bacia hidrográfica expresso em horas:

$$t_p = 0,6.t_c \quad (3)$$

- t'_p = tempo de subida (horas), estimado como o tempo de pico mais a metade da duração da chuva (t_r , em horas):

$$t'_p = (t_r/2) + t_p \quad (4)$$

Para definir o intervalo de tempo (duração da chuva – t_r) é preciso analisar o tempo de concentração da bacia. O intervalo de tempo deve ser pequeno o suficiente para garantir que os valores máximos instantâneos não sofram alguma distorção, mas não tão pequeno a ponto de não processar os dados necessários. Um valor comumente utilizado é cerca de aproximadamente 1/5 a 1/6 do tempo de concentração da bacia hidrográfica ((TUCCI,2009).

- t_0 = tempo de recessão do hidrograma (horas)

$$t_0 = 1,67.t'_p \quad (5)$$

- q_p = vazão de pico do hidrograma (m^3/s), para uma chuva efetiva de 1 mm, definida como:

$$q_p = 2,08A / t'_p \quad (6)$$

Onde:

A = área da bacia hidrográfica em Km^2 .

2.5.1.3 HIDROGRAMA DE PROJETO – CONVOLUÇÃO

A convolução é o processo de multiplicação entre o Hidrograma de Chuva Efetiva (P_{ef}) e o Hidrograma Unitário (h) obtendo assim o Hidrograma de Projeto, com base nos princípios de proporcionalidade e superposição.

Considerando um exemplo genérico em que a precipitação unitária forma um Hidrograma com as respectivas coordenadas h_1, h_2, h_3, h_4 e h_5 que correspondem aos tempos $d, 2.d, 3.d, 4.d$ e $5.d$. Para cada intervalo de chuva efetiva, o hidrograma gerado é obtido conforme as ordenadas $P.h_1, P.h_2, P.h_3, P.h_4$ e $P.h_5$, sendo as ordenadas do hidrograma de projeto o somatório das vazões ocorridas em cada intervalo de tempo (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

O processo de convolução fica mais claro quando exemplificado de forma matricial, como mostra o quadro 2.

Quadro 2 - Matriz gerada no processo de Convolução.

$Q_1 =$	$P_1.h_1$				
$Q_2 =$	$P_2.h_1 + P_1.h_2$				
$Q_3 =$	$P_3.h_1 + P_2.h_2 + P_1.h_3$				
$Q_4 =$		$P_3.h_2 + P_2.h_3 + P_1.h_4$			
$Q_5 =$			$P_3.h_3 + P_2.h_4$	$P_1.h_5$	
$Q_6 =$				$P_3.h_4$	$P_2.h_5$
$Q_7 =$					$P_3.h_5$

Fonte: Adaptado (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

2.5.2 PROPAGAÇÃO DE CHEIAS EM RESERVATÓRIOS – MÉTODO DE PULS

Analisar a propagação de ondas de cheias em reservatórios é importante pois permite estimar alguns parâmetros do reservatório como o Hidrograma de saída, dimensões do reservatório e suas estruturas de saída assim como identificar a evolução dos volumes e a altura de água na estrutura (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

No dimensionamento um reservatório de amortecimento de cheias é comum o processo de propagação ser realizado diversas vezes, com objetivo principal a obtenção da vazão máxima de saída, sendo que, a vazão máxima de saída deve ser inferior a vazão limite suportada pela rede de drenagem ou outro limite pré estabelecido. Para reservatórios menores o método de Puls ou Puls modificado é o mais utilizado (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

A descrição do método e sua utilização é apresentada por uma diversidade de autores como Tucci (2009), Brown, Steine Warner (2001), Tassi (2002), Franco (2004) e Porto Alegre (2005). Na sequência segue a fundamentação teórica e descrição do método.

O movimento da água na superfície da bacia é baseado nas leis de conservação de massa, energia e quantidade de movimento, podendo ser classificado como permanente e não-permanente.

No escoamento permanente supõe-se velocidade e vazão constantes, enquanto no escoamento não-permanente considera-se a variação temporal e espacial do escoamento, sendo este último, o caso de uma onda de cheia ao passar por um reservatório. Os reservatórios possuem elevada profundidade, baixa velocidade e a linha de água é horizontal. Devido a velocidade reduzida as propriedades dinâmicas do escoamento podem ser desprezadas (TUCCI, 2003).

A equação da continuidade aplicada em um reservatório de maneira pontual está descrita abaixo.

$$dS/dt = I - Q \quad (7)$$

Onde:

S: volume (m³)

t: tempo (s)

I: Vazão afluyente (m³.s⁻¹)

Q: Vazão de saída do reservatório (m³.s⁻¹)

Sabendo que a equação 7 pode ser deduzida pelo método de diferenças finitas obtém-se a equação 8 descrita abaixo.

$$(S_{(t+\Delta t)} - S_t) / \Delta t = I - Q \quad (8)$$

Onde:

Δt : tamanho do intervalo de tempo (s)

S_t : Volume armazenado no início do intervalo de tempo (m^3)

$S_{t+\Delta t}$: Volume armazenado até o final do intervalo de tempo (m^3)

I : Vazão afluyente ($m^3.s^{-1}$)

Q : Vazão de saída do reservatório ($m^3.s^{-1}$)

Considerando uma variação linear de I e Q ao longo de Δt , a equação pode ser reescrita como:

$$S_{(t+1)} - (S_t / \Delta t) = (I_t + I_{(t+1)}) / 2 - (Q_t + Q_{(t+1)}) / 2 \quad (9)$$

São conhecidas as vazões de entrada, a vazão de saída no tempo t e o volume armazenado no tempo t . As incógnitas desta equação são a vazão de saída do reservatório em Q_{t+1} e o armazenamento em S_{t+1} . Reestruturando a equação e posicionando as incógnitas de um lado da igualdade e as variáveis conhecidas no lado oposto, obtém-se a equação abaixo.

$$Q_{(t+1)} + 2S_{(t+1/\Delta t)} = I_t + I_{(t+1)} - Q_t + 2S_{(t/\Delta t)} \quad (10)$$

Conhecendo a função $Q=f(s)$, pode-se elaborar uma nova equação associando $Q = f_t (Q + 2S/\Delta t)$. Realizando o procedimento de cálculo:

- A. Primeiramente deve-se estabelecer o volume inicial conhecido como “ S_0 ”. Este parâmetro é dependente dos critérios estabelecidos durante o estudo. O parâmetro pode ser obtido durante a ocorrência de um evento, no caso de reprodução deste evento. Baseando-se no nível inicial (S_0) é possível determinar Q_0 ;
- B. Conhecendo o hidrograma de entrada do reservatório, pode-se definir o termo à direita para cada intervalo de tempo;
- C. Após definido o termo da direita da equação é possível isolar a incógnita Q^{t+1} , utilizando a função $Q = f^1 (Q + 2S/\Delta t)$;
- D. O valor de S_{t+1} é definido a partir da função $S^{t+1} = f^{-1} * (Q^{t+1})$;
- E. É necessário reproduzir os passos B e D para cada intervalo de tempo.

O nível de água no reservatório para cada intervalo de simulação pode ser estimado a partir da curva que relaciona a vazão e o armazenamento, combinando as funções de *cota x armazenamento* e *cota x vazão*.

A curva *cota x armazenamento* é estipulada a partir da topografia do reservatório a ser executado. Esse tipo de curva pode ser apresentado em forma de gráfico e as propriedades do reservatório permitem o ajuste na função, como mostra a equação 11.

$$Z = a.S^b \quad (11)$$

Onde:

Z: cotas

a: coeficiente de ajuste

b: coeficiente de ajuste

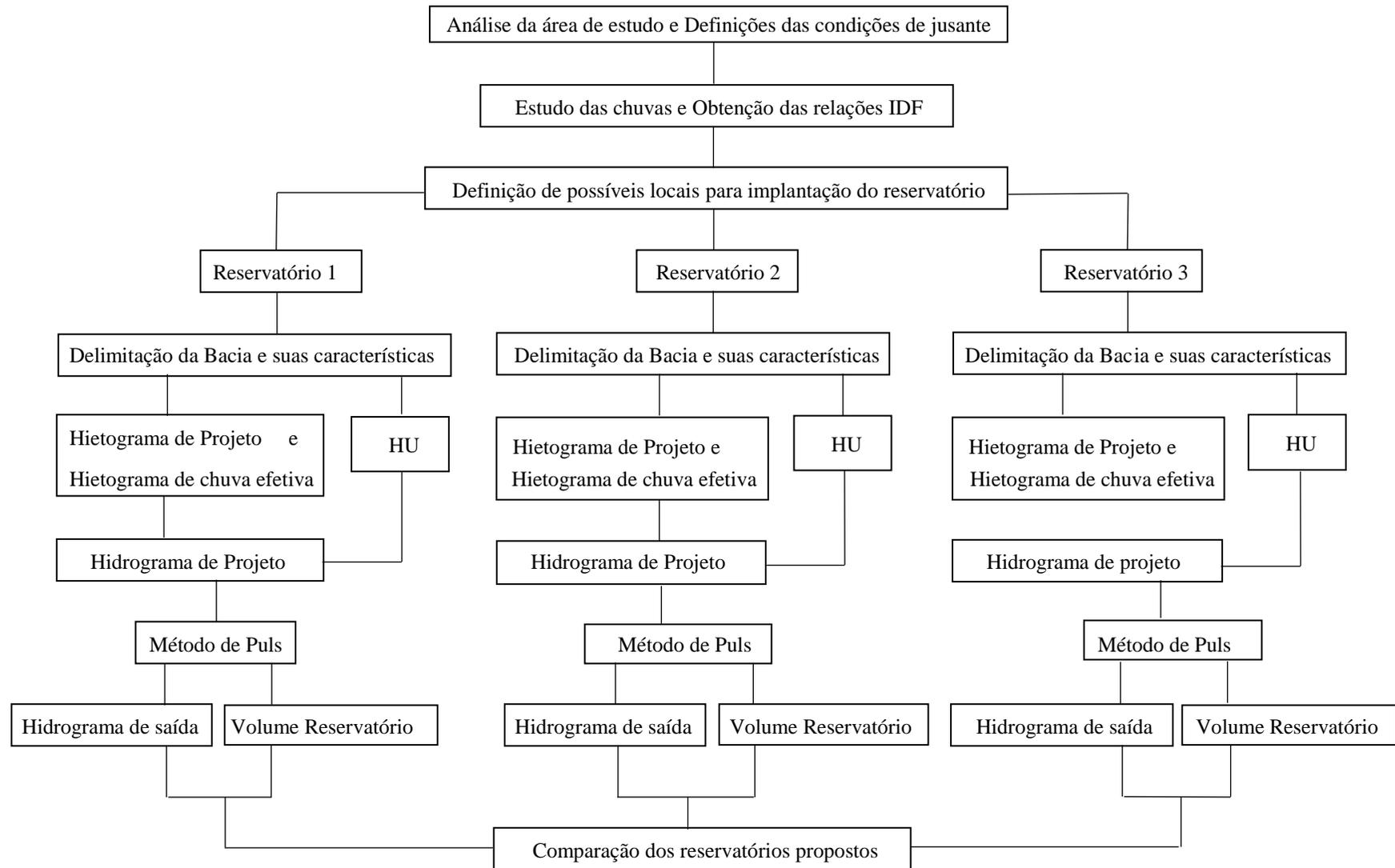
Para definir a função de Cota e vazão é preciso saber o tipo de extravasor, usualmente essa função é estabelecida em modelo reduzido. Os reservatórios normalmente contém dois tipos de extravasores, sendo eles o vertedor e o descarregador de fundo.

3. METODOLOGIA

Para atingir o objetivo do trabalho, as atividades sintetizadas na figura 12 foram realizadas. Para análise do problema, foi necessário estudar toda a bacia de contribuição, assim como os trechos de jusante das seções de interesse. O detalhamento de cada atividade realizada está descrito na sequência. Executou-se as atividades com auxílio das seguintes ferramentas:

- I. Software de geoprocessamento *QGIS* 3.22
- II. Planilha eletrônica para os dimensionamentos *Microsoft Excel* (2007).

Figura 12 - Fluxograma da metodologia aplicada no estudo.



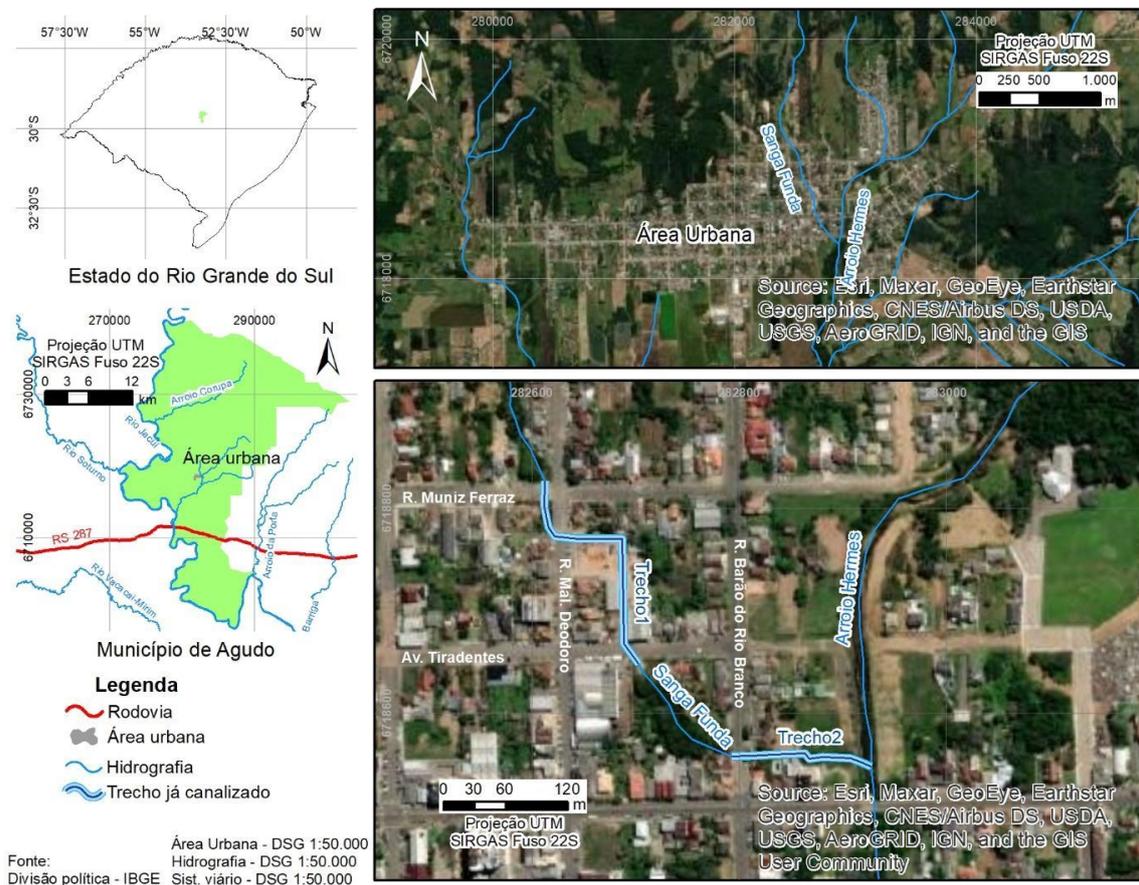
Fonte: elaboração própria.

3.1 ÁREA DE ESTUDO E CONDIÇÕES HIDRÁULICAS DE JUSANTE

De acordo com a Prefeitura Municipal de Agudo, o município está localizado na Depressão Central gaúcha pertencendo a Bacia Hidrográfica do Baixo Jacuí. Possui população estimada pelo IBGE, em 2019, de 16.461 habitantes. Os municípios limítrofes são Cerro Branco, Nova Palma, Ibarama, Lagoa Bonita do Sul, Restinga Seca, Paraíso do Sul e Dona Francisca.

A área urbana do município de Agudo é drenada pelos corpos hídricos Sanga Funda e Arroio Hermes (Figura 13), sendo o primeiro, afluente à margem direita do segundo, enquanto o arroio Hermes é afluente à margem esquerda do rio Jacuí.

Figura 13 – Localização da área de estudo e levantamento dos corpos hídricos canalizados



Fonte: PMA, 2018.

A cidade tem problemas recorrentes com inundações e alagamentos na área urbana, localizados na área de contribuição da sanga Funda, que possui alguns trechos canalizados, e os mesmos não suportam a vazão na ocorrência de eventos extremos de precipitação, represando o volume de água excedente e causando inundações na região do encontro das

ruas Marechal Deodoro e Muniz Ferraz, assim como na região entre os trechos canalizados, conforme ilustra a Figura 13 (PMA, 2018).

O aumento da vazão ocorre devido ao volume precipitado na bacia hidrográfica, sendo esta formada por uma pequena parcela urbana e uma grande parcela rural na qual estão considerados os morros que cercam a cidade. As altas declividades dos morros acabam por acelerar o escoamento, e o corpo hídrico ao chegar na região plana da área urbana, acaba por reduzir sua velocidade, e associado a sessões com dimensões limitadas, gera o extravasamento da calha natural.

A captação desta vazão deve ser realizada a montante da parte canalizada da sanga Funda e transferida para o reservatório de detenção, o qual deve amortecer a onda de cheia e liberar uma vazão de saída inferior à capacidade de jusante.

Dessa forma, para um correto dimensionamento de uma solução com reservatório de detenção, é importante o conhecimento das condições hidráulicas de jusante (trechos canalizados). Estas, limitam a vazão máxima de saída permitida pelo reservatório, de forma a evitar eventos futuros de extravasamento da calha do rio.

As características hidráulicas de jusante, como dimensões dos trechos canalizados e capacidade máxima de condução de vazões foram obtidas junto à Prefeitura Municipal de Agudo e de laudos já realizados para a região de estudo.

3.2 ESTUDO DAS PRECIPITAÇÕES DA REGIÃO, EVENTOS CRÍTICOS E OBTENÇÃO DAS CURVAS IDF

Para estudo das precipitações da região, realizou-se as seguintes atividades:

- I. Levantamento junto à prefeitura dos eventos ocorridos que causaram extravasamento da calha da sanga Funda e suas datas;
- II. Busca de estações fluviométricas e pluviométricas da região;
- III. Análise das estações encontradas pertinentes ao estudo para caracterizar o regime de chuva e vazão (caso existam dados);
- IV. Relacionar os eventos ocorridos com os dados observados nas estações e estipular as frequências dos mesmos, de forma a auxiliar a escolha do período de retorno de projeto para os reservatórios;
- V. Busca de equação IDF já calculada para a região junto à Prefeitura Municipal de Agudo.

Segundo Sampaio (2011) o conhecimento das relações IDF é necessário para a determinação do Hietograma de projeto e Hietograma de chuva efetiva, sendo geralmente expressas pela equação 12:

$$I = a.T^b / (t + c)^d \quad (12)$$

Onde:

i: intensidade de precipitação (mm/h);

t: duração da chuva (min);

T: tempo de retorno (anos); e

Sendo que a, b, c, d são parâmetros definidos em função das características da chuva da localidade.

3.3 DEFINIÇÃO DE POSSÍVEIS LOCAIS PARA IMPLANTAÇÃO DO RESERVATÓRIO

A definição dos possíveis locais para implantação do reservatório foi definido junto à prefeitura, com indicação de terrenos/lotes disponíveis para uso público, e que estejam localizados à montante da região que apresenta problemas.

Segundo Tucci (2005) e ABPC (2013), os reservatórios são classificados conforme sua configuração em relação ao corpo hídrico. O fator que tem grande impacto na escolha do tipo de configuração do reservatório é a área disponível para sua construção.

A Prefeitura Municipal de Agudo dispõe de três lotes como possíveis locais para implantação dos reservatórios, apresentados na figura 14. Dois lotes são próximos do Córrego sanga Funda, com reservatório funcionando em paralelo ao corpo hídrico. Já no lote disponibilizado na área mais urbanizada, o reservatório é considerado em série, pois o leito do rio passa dentro do lote em questão. Denominou-se cada alternativa estudada de Reservatório Central, Reservatório Superior e Reservatório Esquerda.

Figura 14 – Localização dos reservatórios



Fonte: Elaboração Própria.

O lote para o reservatório da Esquerda dispõe de uma área para implementação de 2.400 m², desconsiderando as partes arborizadas presentes. Para o reservatório superior, o lote possui área total de 6.642 m², podendo esta ser ampliada caso necessário for nas simulações, pois no terreno não há uso do solo próximo que impeça a execução do reservatório. Já o lote central, possui um limite de área disponível de 5.400 m², e sendo localizado na área urbana, possui limites que não permite ampliação de sua área.

3.4 DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA E SUAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

A delimitação e caracterização física da bacia hidrográfica foi realizada conforme descrito na sequência para cada uma das três alternativas de localização, assim como para toda bacia hidrográfica da sanga Funda, com exutório no arroio Hermes.

A delimitação foi realizada com auxílio do software QGIS 3.22. Primeiramente inseriu-se um arquivo em formato Shapefile com a delimitação do município de Agudo, disponibilizado pelo IBGE.

A segunda camada aplicada possui formato Raster, contendo a altimetria da região estudada. Este arquivo é disponibilizado pelo Banco de Dados Geomorfológicos do Brasil (TOPODATA), o qual dispõe de modelos digitais de elevação (MDE) de todo o território nacional. Como mostra a figura 15, o estado do Rio Grande do Sul está dividido em quadrículas, com a bacia hidrográfica estudada completamente inserida na célula 29_54.

Figura 15 - Quadrículas do Rio Grande do Sul para banco de dados MDE.



Fonte: TOPODATA, 2022.

O modelo digital representa as altitudes da superfície topográfica agregada aos elementos geográficos existentes sobre ela, como cobertura vegetal e edificações. Contudo, o arquivo foi tratado para a retirada de depressões espúrias, utilizando a função R.FILL.DIR.

Para identificação dos corpos hídricos aplicou-se o comando R.WATERSHED, gerando dois arquivos de saída distintos, sendo eles a direção de drenagem e o segmento de fluxo, onde é possível visualizar a localização de todos os rios da região.

Utilizando o comando r.water.outlet é possível delimitar a bacia hidrográfica a partir de um ponto de exutório, assim, obtendo a área da bacia hidrográfica e o comprimento de talvegue. O quadro 3 mostra de forma mais dinâmica os algoritmos utilizados e os parâmetros de entrada e saída.

Quadro 3- Algoritmos utilizados no QGIS e os parâmetros de entrada e saída.

Algoritmo	Descrição	Entrada	Saída
r.fill.dir	Elimina depressões espúrias	MDE_29_54	MDE_FILL
r.watershed	Gerar raster de direção de drenagem e um raster de segmentos de fluxo	MDE_FILL	MDE_Drainage_Direction MDE_Stream_Segmen
r.water.outlet	Gerar a bacia a partir de um exutório	MDE_Drainage_Direction	BACIA

Fonte: Elaboração Própria, 2022.

Com as bacias delimitadas foi então possível obter no software os parâmetros de área, comprimento do talvegue e diferença de cotas, para então, a partir destes dados, calcular o tempo de concentração. Existem inúmeras equações para determinar o Tempo de Concentração, as fórmulas empíricas são elaboradas a partir de dados de diferentes locais e para aplicações diversas, portanto, é um parâmetro difícil de ser estabelecido devido a sua associação com as características da bacia e da precipitação (TUCCI,2003).

Silveira (2005) realizou um estudo no qual comparou e avaliou a eficiência de 23 equações para determinar o tempo de concentração, entre elas estão as equações encontradas com maior facilidade na literatura brasileira. Os resultados apurados demonstraram que o uso de equações para determinar o tempo de concentração gerou dados satisfatórios e consistentes. Elaborou-se um ranking com as melhores equações para bacias urbanas e rurais. A tabela 5 apresenta o ranking das quatro melhores equações aplicáveis em bacias urbanas e rurais.

Tabela 5 - Fórmulas de tempo de concentração recomendadas para bacias urbanas e rurais.

Fórmulas	Ordem	Bacias rurais			Bacias urbanas		
		Áreas (km ²)	EM%	EP %	Áreas (ha)	EM %	EP %
Corps E.	1R	<12000	9	21			
V. Chow	2R	<12000	-7	19			
Onda Cin.	3R	<12000	2	20			
Kirpich	4R, 3U	<12000	-9	19	<2700	1	39
Carter	1U				<1100	1	40
Schaake	2U				<62	-9	30
Desbordes	4U				<5100	11	49

Fonte: Silveira (2005).

A bacia hidrográfica estudada é formada por áreas onde prevalece a vegetação nativa, áreas de pastagens e lavouras. Sendo assim optou-se por utilizar a média das duas equações com melhor desempenho segundo Silveira (2005) para bacias rurais sendo elas: Corps of Engineers e V. Chow. A equação 13 descreve os parâmetros utilizados na fórmula de Corps of Engineers, enquanto a fórmula de Ven te chow encontra-se deduzida na equação 14.

$$T_c = 0,19L^{0,76}S^{-0,19} \quad (13)$$

$$T_c = 0,160L^{0,64}S^{-0,32} \quad (14)$$

Onde:

T_c: tempo de concentração (hrs)

L: comprimento curso d'água principal (km)

S: declividade média talvegue (m/m)

3.5 HIDROGRAMA DE PROJETO

Calculou-se o Hidrograma de projeto para cada uma das 3 alternativas de locais de implantação dos reservatórios e para o exutório da bacia da sanga Funda, analisando o comportamento para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos.

3.5.1 HIETOGRAMA DE PROJETO

A partir da IDF e do tempo de concentração foi elaborado o Hietograma de Projeto. O método de Blocos Alternados foi utilizado na construção do Hietograma discriminado em intervalos de tempo equivalente a cerca de 1/5 a 1/6 do tempo de concentração da bacia, e com duração total de 2x o tempo de concentração da bacia.

3.5.2 HIETOGRAMA DE CHUVA EFETIVA

Definido o Hietograma de projeto, calculou-se o Hietograma de Chuva Efetiva, utilizando o método do SCS, conforme descrito no item 2.5.1.1. Para a determinação do CN é necessário identificar o tipo de solo e o seu uso. A Embrapa disponibiliza os mapas com o tipo de solo encontrado em todo o país no formato Shapefile (SHP). O mapa de uso de solo é fornecido pelo Ministério do Meio Ambiente e também é disponibilizado no formato SHP.

No software Qgis gerou-se uma tabela de atributos com a descrição do tipo de solo e a sua dimensão em metros quadrados, transpostos para o Excel para serem agrupados segundo

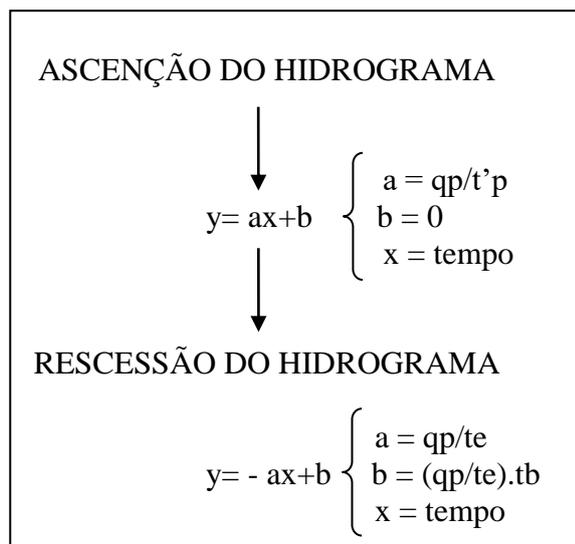
suas características, para assim, obter a área total de cada tipo de solo que compõe a bacia. O mesmo processo realizou-se para identificar os usos do solo da bacia.

3.5.3 HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR

O cálculo do HUT do SCS foi realizado conforme o 2.5.1.2 da revisão bibliográfica. A duração da chuva (TR) foi a mesma utilizada na elaboração do Hietograma, pois precisam ser compatíveis para realização da convolução posteriormente.

Para definir as ordenadas do Hidrograma utiliza-se a equação da reta $y=ax+b$, uma para cada etapa, ascensão e regressão. A ascensão do Hidrograma ocorre até atingir o parâmetro $t'p$, e a partir deste ponto o diagrama começa a decrescer. A figura 16 sintetiza os passos para o cálculo das ordenadas.

Figura 16 - Parâmetros utilizados determinar as ordenadas do Hidrograma.



Fonte: elaboração própria.

Para definir o tempo de base do Hidrograma são somados dois parâmetros: o tempo $t'p$ e te . Como mostra a equação 15.

$$tb = t'p + te \quad (15)$$

Onde:

tb: tempo de base (hrs)

$t'p$: tempo contado do início da precipitação (hrs)

te: tempo posição (hrs)

3.5.4 CONVOLUÇÃO - HIDROGRAMA DE PROJETO

O hidrograma de projeto foi obtido a partir da convolução do hidrograma de chuva efetiva com o hidrograma unitário triangular, conforme descrito no item 2.5.1.3.

3.6 DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO

Para o dimensionamento do reservatório de detenção aplicou-se o método de Puls ao Hidrograma de projeto, conforme metodologia descrita em 2.5.2. Para tal, são necessários dados do reservatório como relação Cota x Área alagada x Volume acumulado (CAV), características do vertedor e do descarregador de fundo. Estes dados foram então estimados de forma que o Hidrograma de saída resultante não ultrapasse a capacidade máxima dos trechos de jusante da sanga Funda.

Estipulou-se um reservatório prismático, com área definida em função da área disponível para implantação, e sua altura (profundidade) simulada para atender a vazão de saída. Estimou-se também algumas características do descarregador de fundo e a largura do vertedor.

A vazão do vertedor está conectada à altura de água sobre soleira. Utilizou-se a equação de *Francis* (equação 16) para dimensionar o vertedor, considerando que este é do tipo retangular de parede fina (PORTO, 2006).

$$Q=1,838.L.h^{3/2} \quad (16)$$

Onde:

Q= vazão sobre o vertedouro (m^3/s^{-1})

L= comprimento da soleira (m)

h = diferença da cota do nível da água e da cota da soleira (m)

Descarregadores de fundo são basicamente estruturas que permitem a passagem da água que está no interior da barragem para o exterior, sendo assim, a vazão que passa através do descarregador pode ser controlada (COLLISCHONN; DORNELLES,2015). A vazão do descarregador de fundo pode ser determinada a partir da equação para Orifícios, utilizando coeficiente de descarga para tubos curtos, conforme mostra a equação 17.

$$Q = Cd.A.\sqrt{(2.G.H)} \quad (17)$$

Onde:

Q= vazão do descarregador de fundo (m^3/s)

A= área seção transversal do orifício ou tubo curto (m²)

Cd= coeficiente de descarga, valor adimensional e empírico, dependente da relação diâmetro e “H”

H= altura de água medida da superfície até o centro do orifício (m)

G= aceleração gravidade (m/s²)

O Coeficiente de descarga foi determinado utilizando a tabela 6. Considerou-se que o descarregador de fundo será de concreto, possuirá um comprimento de cerca de 3 metros. Caso a vazão de saída do reservatório se faça superior a suportada pelo diâmetro adotado, utilizou-se mais de um descarregador de fundo até atingir a vazão de saída idealizada.

Tabela 6 – Valores do coeficiente de descarga (Cd) para tubos curtos de concreto em aresta viva

	Diâmetro (m)								
	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,50
Cd para tubos de L = 3m	0,74	0,80	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76

Fonte: Adaptado de Porto (2006).

Nos momentos em que a altura de água dentro do reservatório é inferior ao diâmetro do descarregador de fundo, este é caracterizado como conduto livre. Nessa situação específica então o descarregador de fundo é dimensionado com a equação de Manning, que segundo Porto (2006) é descrita abaixo na equação 18.

$$Q = A * R_h^{2/3} * I^{1/2} / n \quad (18)$$

Onde:

Q: Vazão (m³/s)

A: Área Molhada (m²)

Rh: Raio hidráulico (m)

I: declividade do fundo do canal (m/m), adotada como 0,01 m/m (1%).

n: Coeficiente de Manning, função do material da tubulação, utilizado o valor de 0,014 para tubulação de concreto.

4 RESULTADOS

4.1 CONDIÇÕES HIDRÁULICAS DE JUSANTE

Em relação aos trechos de jusante já canalizados na Sanga funda, segundo PMA (2018) estes possuem dimensões de 3,5m x 2,0m (trecho 1) e 3,5m x 1,5m (trecho 2), de montante para jusante respectivamente (vide Figura 13). Ambas são seções fechadas retangulares, com capacidades de condução de vazão segundo Quadro 4.

Quadro 4 - Capacidade de condução de vazão dos trechos de jusante já canalizados.

	Largura (m)	Altura (m)	Declividade (m/m)	Vazão seção Plena (m ³ /s)	Vazão 75% altura (m ³ /s)
Trecho 1	3,5	2,0	0,016	46,98	41,30
Trecho 2	3,5	1,5	0,004	14,58	13,06

Fonte: PMA, (2018).

4.2 ESTUDO DAS PRECIPITAÇÕES DA REGIÃO, EVENTOS CRÍTICOS E OBTENÇÃO DAS CURVAS IDF

O município de Agudo não possui estações pluviométricas, e portanto adotou-se neste trabalho os dados da estação Dona Francisca, código 2953008 junto à ANA, por se tratar da estação mais próxima com série longa disponível, possuir mesmas características climatológicas da região estudada e ser a estação adotada nos estudos já realizados em PMA, (2018). A figura 18 ilustra a localização das estações pluviométricas com dados disponíveis na região.

No estudo realizado por PMA (2018) foram determinadas as relações IDF para a estação em questão (código 2953008), e portanto, adotada como representativa da região para o presente estudo, apresentada na equação 19.

$$I = (1494,564 \cdot Tr^{0,107}) / (t + 14,153)^{0,774} \quad (19)$$

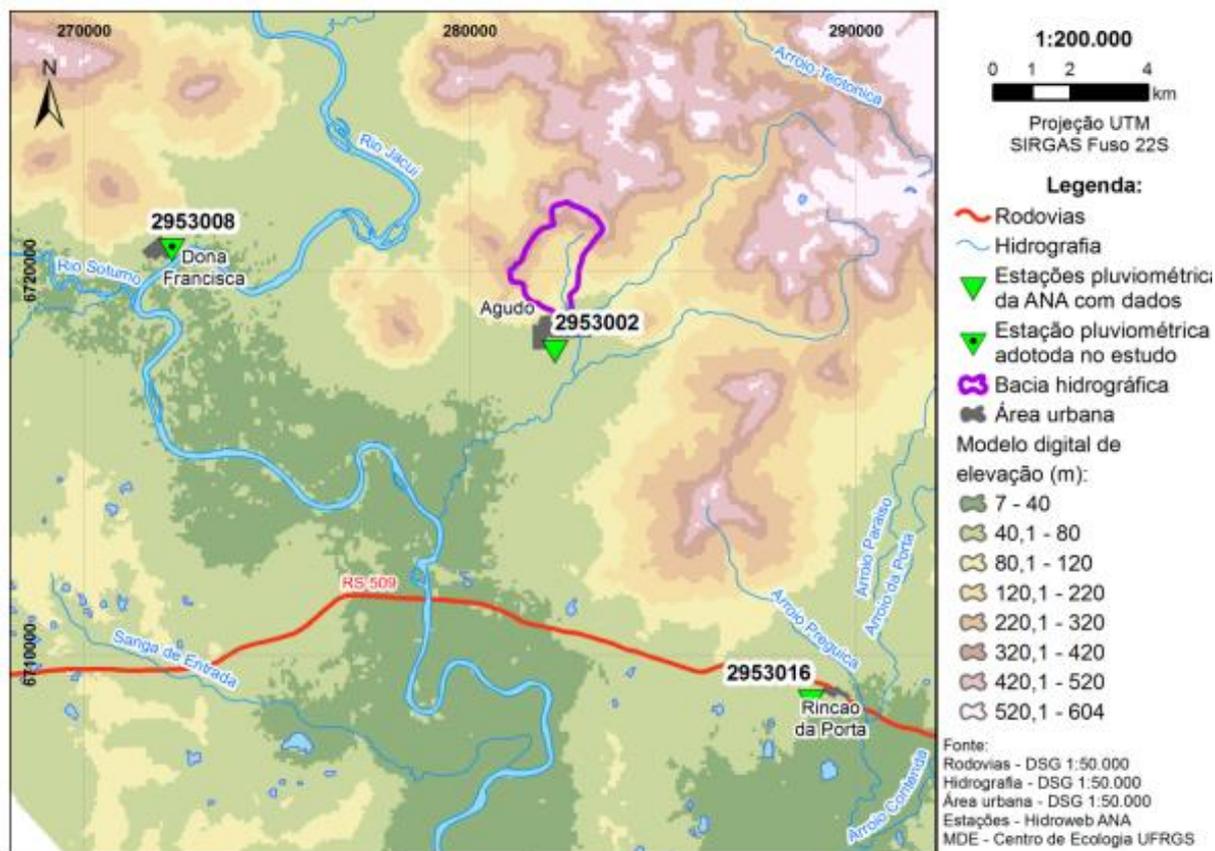
Onde:

I: Intensidade da chuva (mm/h);

t: tempo de duração (min);

Tr: tempo de retorno (anos).

Figura 17 - Localização das estações pluviométricas com dados disponíveis próximas ao município de Agudo.



Fonte: PMA, 2018.

Em relação aos eventos críticos, de acordo o laudo técnico PMA (2018), os moradores relataram a ocorrência de eventos extremos nas seguintes datas:

- abr/mai 1983
- dez/2009 – jan/2010
- jan/2017

Para análise dos eventos, foram buscadas estações fluviométricas com dados, mas não há estações disponíveis nas bacias analisadas, somente em bacias com área de drenagem muito maiores, em escalas que não permitem a comparação dos dados.

Já os dados de precipitação, o município de Agudo tem dados referentes a série histórica somente do ano de 1978, sendo assim os dados analisados são da cidade limítrofe Dona Francisca. No entanto, ao analisar os dados da cidade vizinha, segundo PMA (2018), os períodos de chuva crítica não coincidiam com os eventos ocorridos em Agudo.

Os autores comentam que esse fato pode ser explicado devido a ocorrência de chuvas Convectivas que são comuns no verão e na região. Esse tipo de chuva normalmente ocorre em

pontos localizados e possui alta intensidade e duração curta, tendendo a causar grandes impactos em bacias pequenas, principalmente urbanas.

PMA (2018) também salienta que outro agravante a ser considerado seria a ocorrência de chuva em dias consecutivos, causando a saturação deste solo e conseqüentemente o aumento do escoamento superficial e maior vazão no corpo hídrico. Fato que corrobora esta afirmativa, são que os períodos críticos coincidem com cheias históricas do estado, como por exemplo, a cheia do rio Jacuí, onde caiu a ponte sobre a RSC-287 no dia 05 de janeiro de 2010, entre os municípios de Agudo/RS e Restinga Seca/RS.

4.3 DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA E SUAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

A delimitação das bacias hidrográficas está ilustrada na figura 19. A delimitação foi realizada conforme metodologia descrita, e após ajustada manualmente conforme arquivos disponibilizados por PMA..

Para calcular o tempo de concentração foi necessário identificar o comprimento do talvegue e a declividade do terreno. Referente ao comprimento do talvegue considerou-se a soma do comprimento do rio principal mais distância até o ponto mais longínquo da bacia. Para calcular a declividade do terreno os dados necessários foram a cota do exutório e a cota do ponto mais elevado da bacia, e então a declividade foi calculada realizando a razão entre o desnível vertical o comprimento de talvegue. O tempo de concentração adotado foi a média entre as equações de Corps of Engineers e V. Chow.

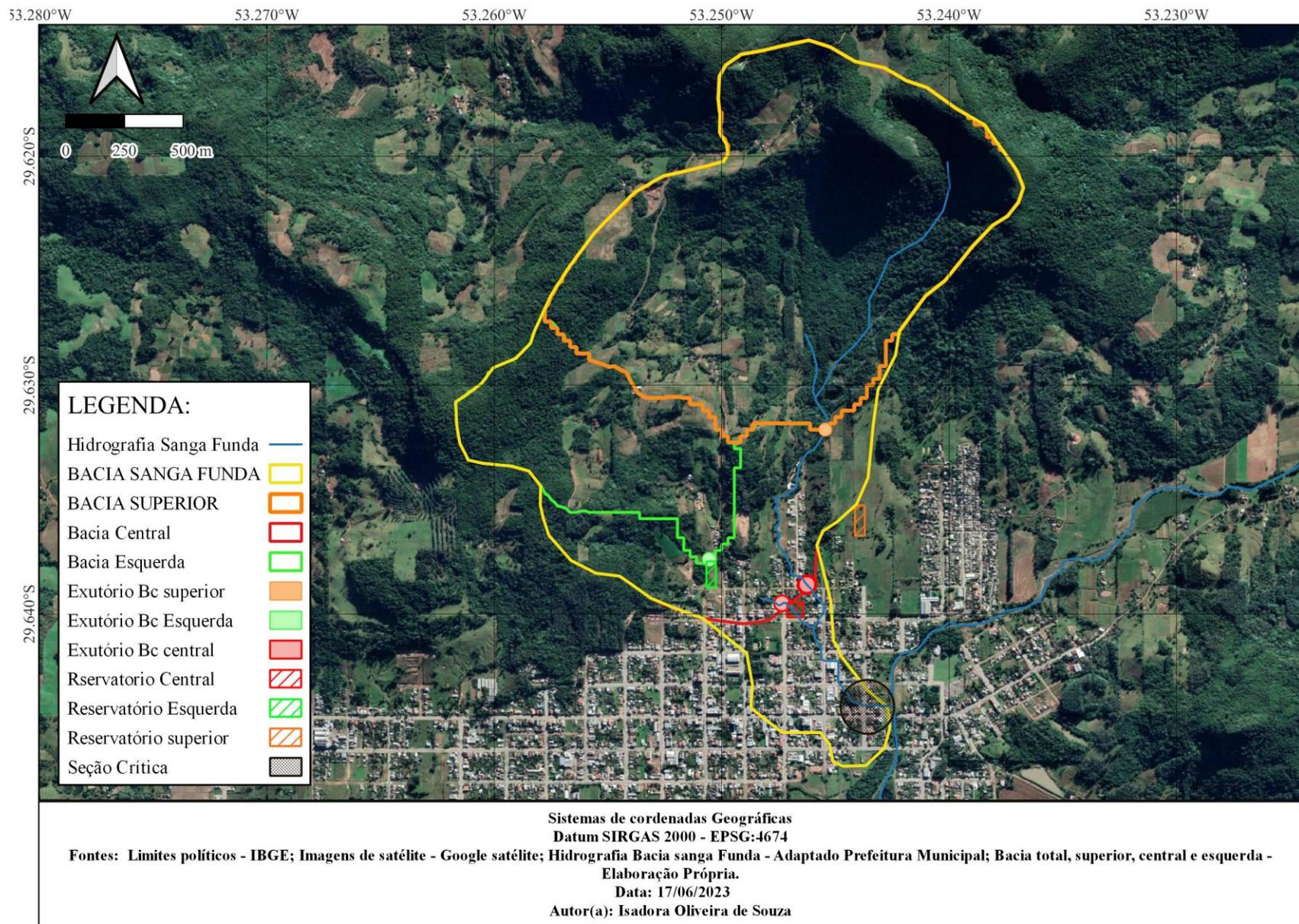
A bacia Hidrográfica da Sanga Funda possui uma extensa área com aclave acentuado, por este motivo o Tempo de Concentração das bacias é relativamente curto. Na tabela 6 encontra-se sintetizadas as características físicas das bacias analisadas.

Tabela 7 – Características físicas das bacias analisadas

Bacia	Área de contribuição (km ²)	Comprimento do talvegue (m)	Desnível (m)	Declividade (m/m)	Tc (minutos)		
					Corps of Engenners	Ven te Chow	Média
Superior	2,386	1870,5	399,4	0,21	24,60	23,49	24,05
Esquerda	0,696	1384,7	150	0,11	22,27	24,08	23,18
Central	3,820	3060,5	440	0,14	38,56	36,54	37,55
Total – Sanga Funda	4,023	3513,5	447,5	0,13	43,82	41,49	42,66

Fonte: Elaboração Própria

Figura 18 – Bacias hidrográficas estudadas



Fonte: Elaboração Própria.

4.4 HIDROGRAMA DE PROJETO

4.4.1 HIETOGRAMA DE PROJETO

Nas figuras 19 á 22 encontram-se os hietogramas de projeto da bacia esquerda representados graficamente, com tempo de Retorno de 25, 50 e 100 anos respectivamente. No anexo 1, 2 e 3 encontram-se as tabelas com os dados referentes aos Hidrogramas de Projeto das bacias estudadas.

Figura 19 – Hietograma de projeto Bacia esquerda.

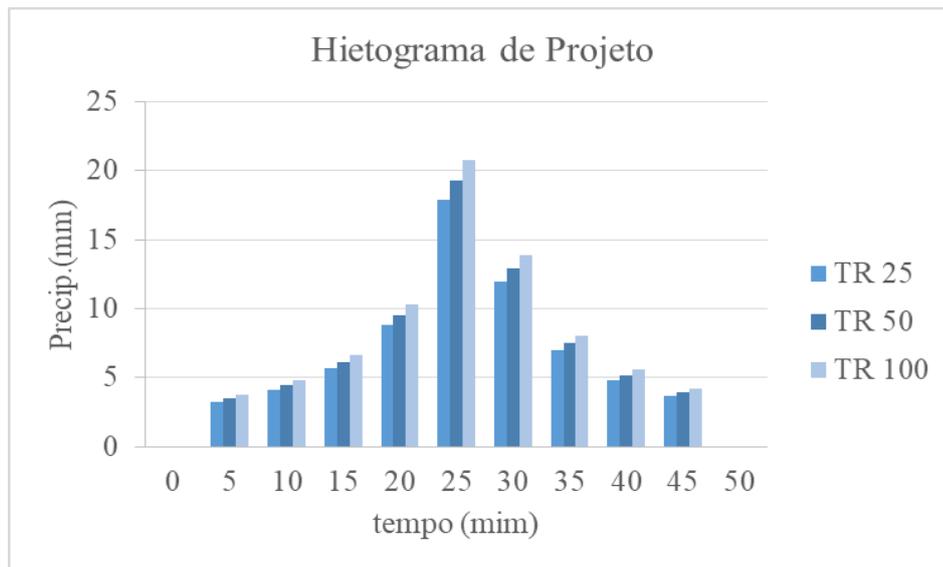
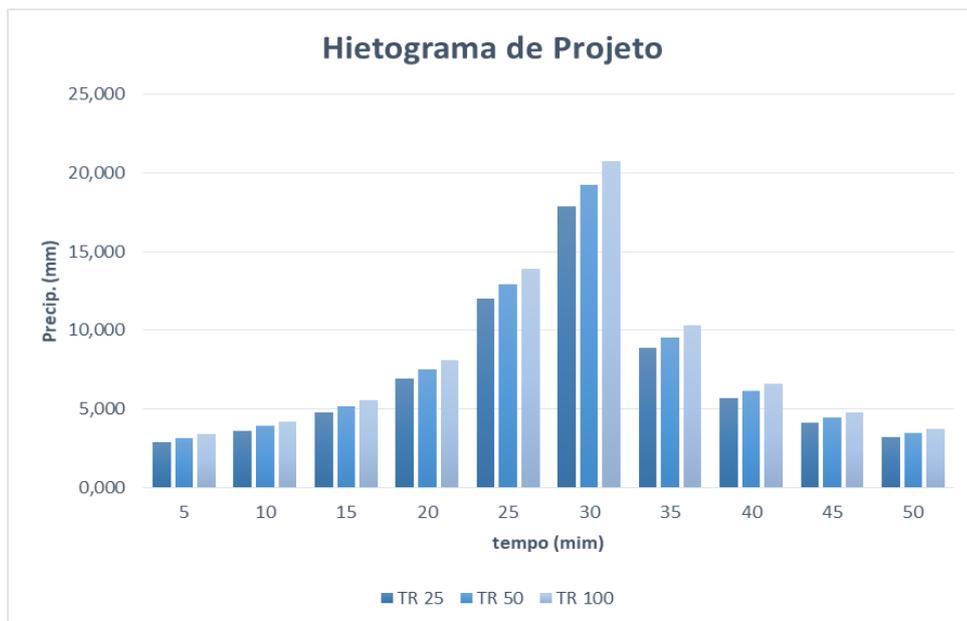
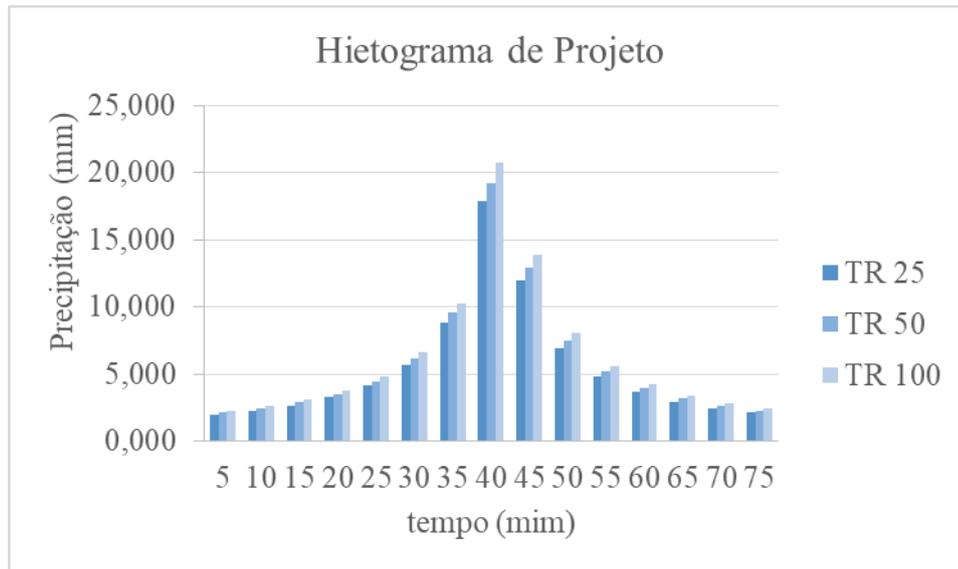


Figura 20 – Hietograma de projeto Bacia Superior



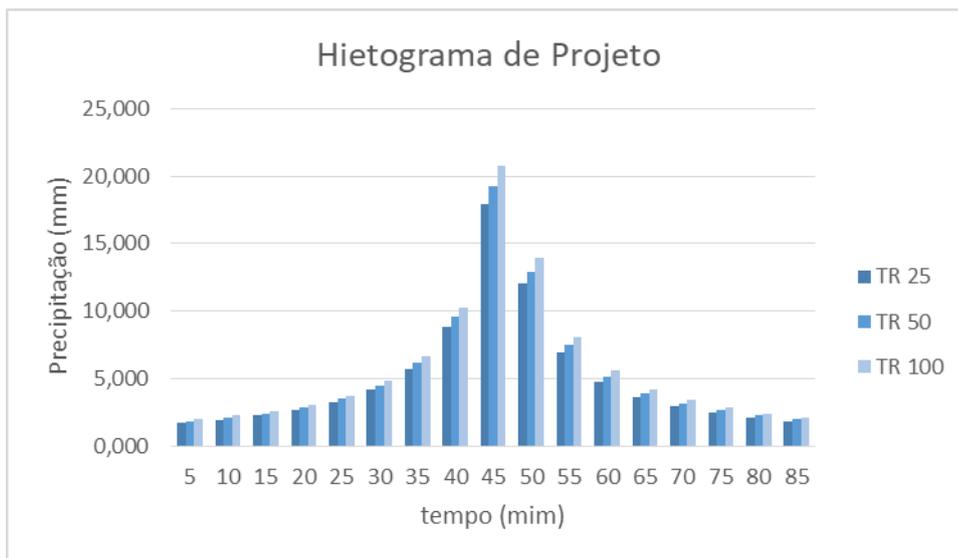
Fonte: Elaboração Própria.

Figura 21 – Hietograma de projeto Bacia Central.



Fonte: Elaboração Própria.

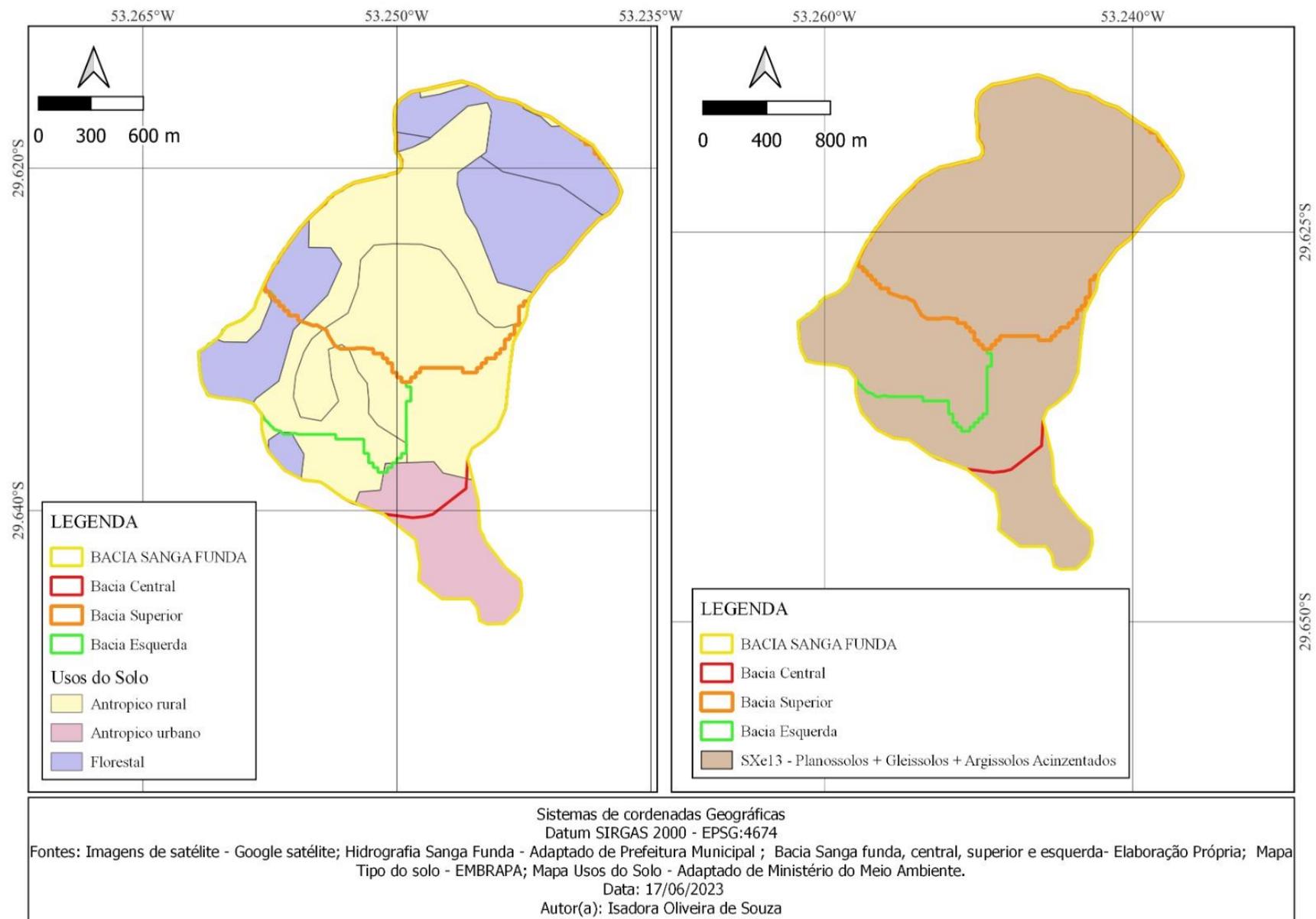
Figura 22 – Hietograma de projeto Bacia Total (Sanga Funda).



4.4.2 HIETOGRAMA DE CHUVA EFETIVA

A figura 21 ilustra o tipo de solo e uso do solo das bacias hidrográficas. Observa-se que há apenas uma classificação de solos, denominado SX13. Esta classificação é composta um conjunto de três solos Planossolos Eutróficos, Gleissolos eutróficos e Argilossolos Acinzentados, os quais, são pertencentes ao grupo hidrológico D segundo estudo realizado por Sartori (2005).

Figura 23 – Mapa de Uso e Ocupação do Solo e de Tipo de solo pertencente a bacia hidrográfica da Sanga Funda.



Fonte: Elaboração Própria.

Em relação ao uso do solo, as tabelas 8 à 11 quantificam as áreas ilustradas na figura 23, assim como apresentam o valor de CN adotado para cada bacia estudada, calculado a partir da média ponderada pelas áreas. Observa-se que as bacias são formadas basicamente por lavouras, florestas e área urbana.

Tabela 8 – Usos do solo e o fator CN da Bacia Esquerda.

Uso e cobertura do solo	Área (km ²)	CN para bacias suburbanas (solo tipo D)	
Antrópico rural:	0,5278	Zonas cultivadas com conservação do solo	81
Antrópico urbano:	0,0017	Zonas residenciais - Média impermeável 65%	92
Florestal:	0,1670	Florestais: cobertura Boa	77
CNmédio			80,07

Fonte: Elaboração Própria

Tabela 9 – Usos do solo e o fator CN da Bacia Superior.

Uso e cobertura do solo	Área (Km ²)	CN para bacias suburbanas (solo tipo D)	
Antrópico rural:	1,339	Zonas cultivadas com conservação do solo	81
Florestal:	1,047	Florestais: cobertura Boa	77
CNmédio			79,24

Fonte: Elaboração Própria

Tabela 10 – Usos do solo e o fator CN da Bacia Central.

Uso e cobertura do solo	Área (Km ²)	CN para bacias suburbanas (solo tipo D)	
Antrópico rural:	2,347	Zonas cultivadas com conservação do solo	81
Antrópico urbano:	0,241	Zonas residenciais - Média impermeável 65%	92
Florestal:	1,231	Florestais: cobertura Boa	77
CNmédio			80,41

Fonte: Elaboração Própria

Tabela 11 – Usos do solo e o fator CN da Bacia total da Sanga Funda.

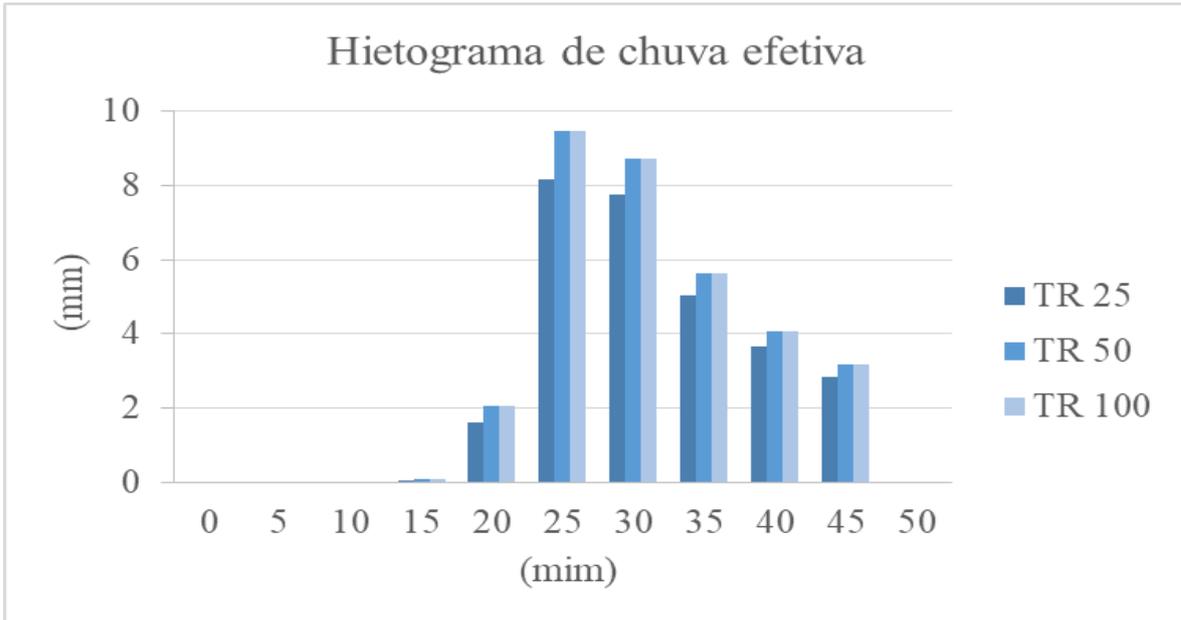
Uso e cobertura do solo	Área (Km ²)	CN para bacias suburbanas (solo tipo D)	
Antrópico rural:	2,389	Zonas cultivadas com conservação do solo	81
Antrópico urbano:	0,364	Zonas residenciais - Média impermeável 65%	92
Florestal:	1,270	Florestais: cobertura Boa	77
CNmédio			80,73

Fonte: Elaboração Própria

Com o hietograma de projeto e o valor de CN foi possível então calcular os hietogramas de chuva efetiva. Observa-se nos hietogramas apresentados, que durante os

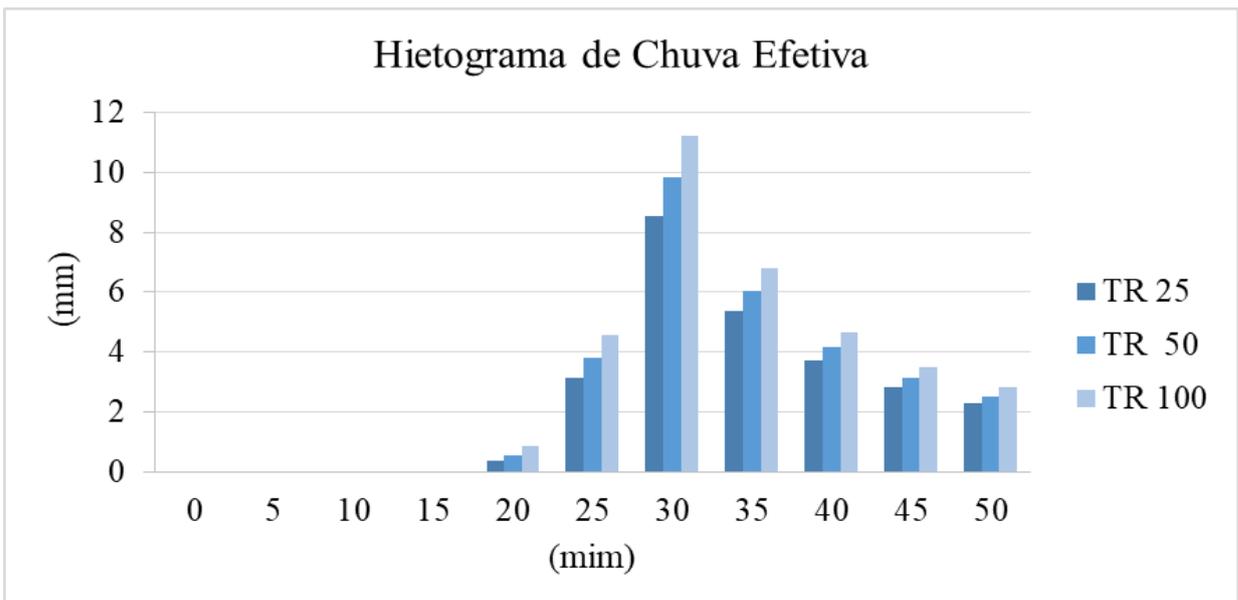
primeiros instantes não há escoamento superficial, pois, a precipitação é inferior as perdas iniciais. Quando a precipitação é superior as perdas iniciais (I_a), então ocorre geração de escoamento superficial. As figuras 24 á 27 mostram a representação gráfica dos hietogramas de chuva efetiva para os diferentes tempos de retorno estudados.

Figura 24 - Hietograma de chuva efetiva para a Bacia esquerda.



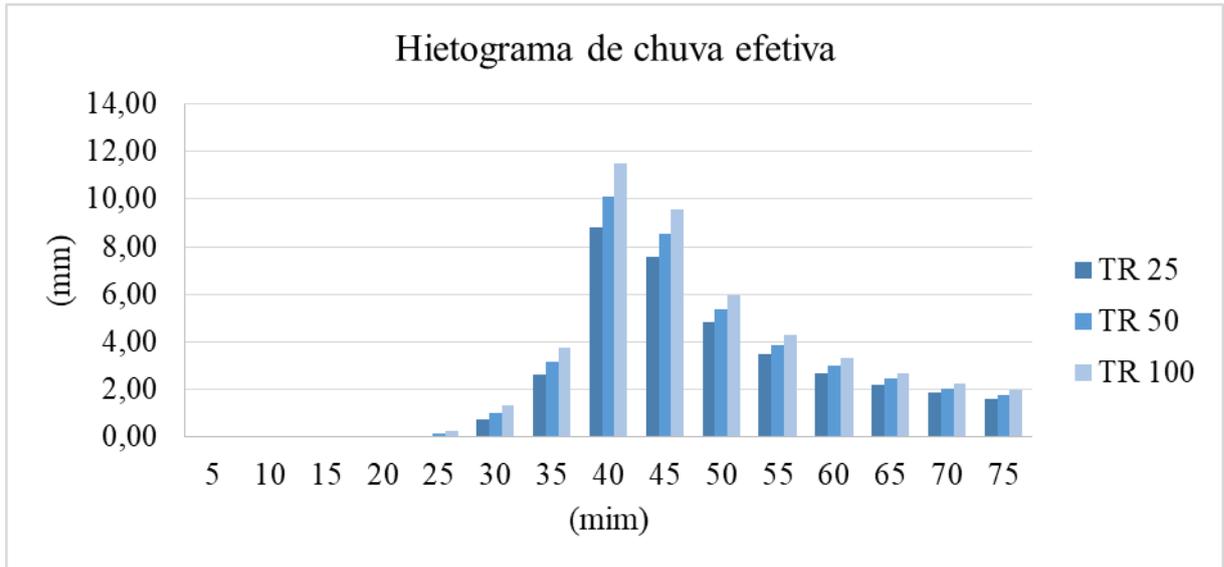
Fonte: Elaboração Própria.

Figura 25 - Hietograma de chuva efetiva para a Bacia Superior.



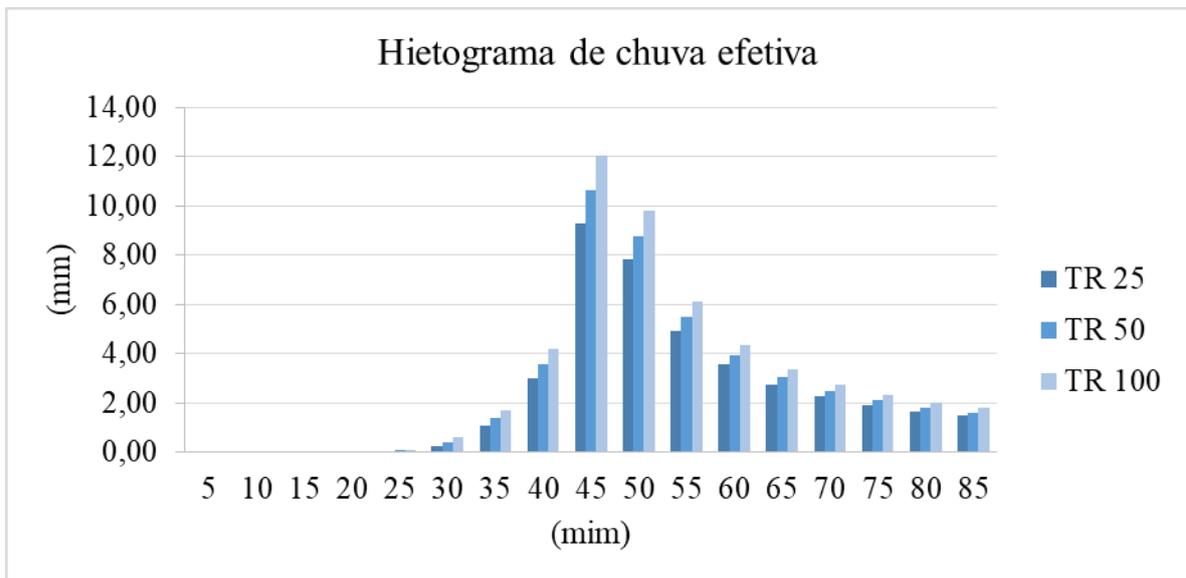
Fonte: Elaboração Própria.

Figura 26 - Hietograma de chuva efetiva para a Bacia Central.



Fonte: Elaboração Própria.

Figura 27 - Hietograma de chuva efetiva para a Bacia Total.



Fonte: Elaboração Própria.

4.4.3 HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR

A tabela 12 fornece os resultados referentes ao HUT das bacias estudadas. Inicialmente determinou-se o tempo de pico, tempo de subida e tempo de base. Com esses valores verificou-se a vazão do Hidrograma unitário. O tempo de ascensão do HUT possui a mesma duração que tempo de subida “tp”, destacado em azul na tabela 12. A recessão encontra-se destacada em cinza.

Tabela 12 – Hidrograma unitário triangular do SCS das bacias estudadas.

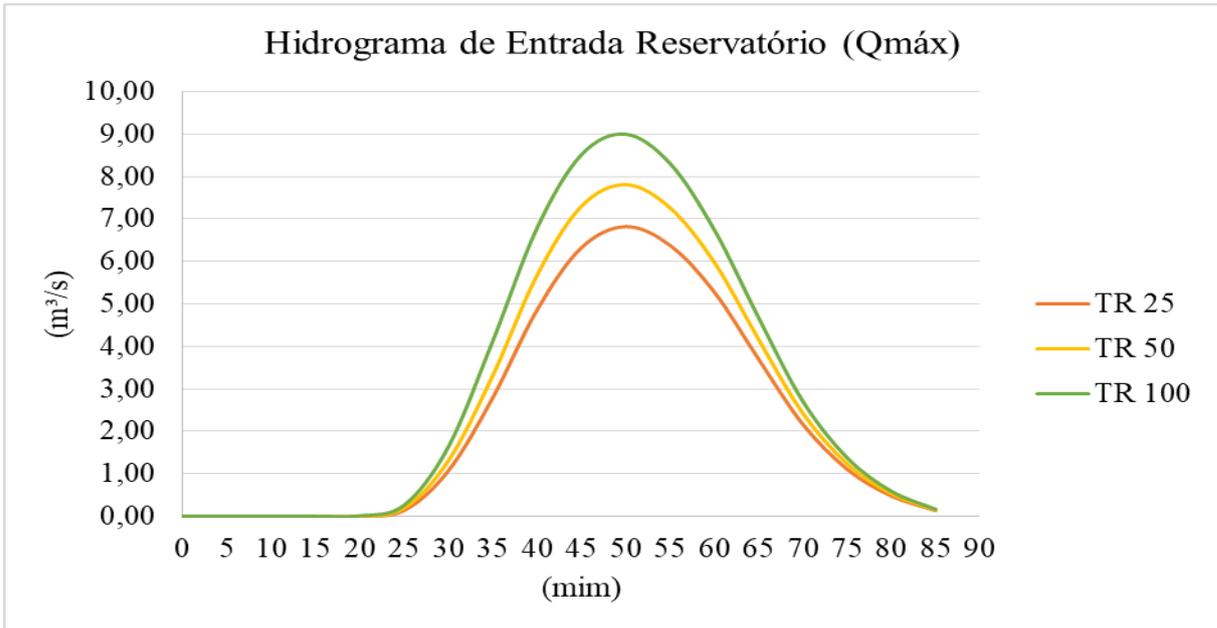
Intervalo tempo (min)	Bacia Esquerda	Bacia Superior	Bacia Central	Bacia total
	Q HU (1mm, 5min) (m ³ /s)			
0	0,000	0,000	0,000	0,000
5	0,114	0,366	0,254	0,210
10	0,229	0,805	0,507	0,419
15	0,343	1,097	0,761	0,629
20	0,326	1,104	1,015	0,838
25	0,257	0,885	1,268	1,048
30	0,189	0,666	1,119	1,257
35	0,121	0,447	0,967	1,004
40	0,052	0,228	0,815	0,879
45	0,000	0,009	0,663	0,753
50		0,000	0,511	0,628
55			0,359	0,502
60			0,207	0,377
65			0,056	0,251
70			0,000	0,126
75				0,000
80				0,000

Fonte: Elaboração Própria.

4.4.4 CONVOLUÇÃO - HIDROGRAMA DE PROJETO

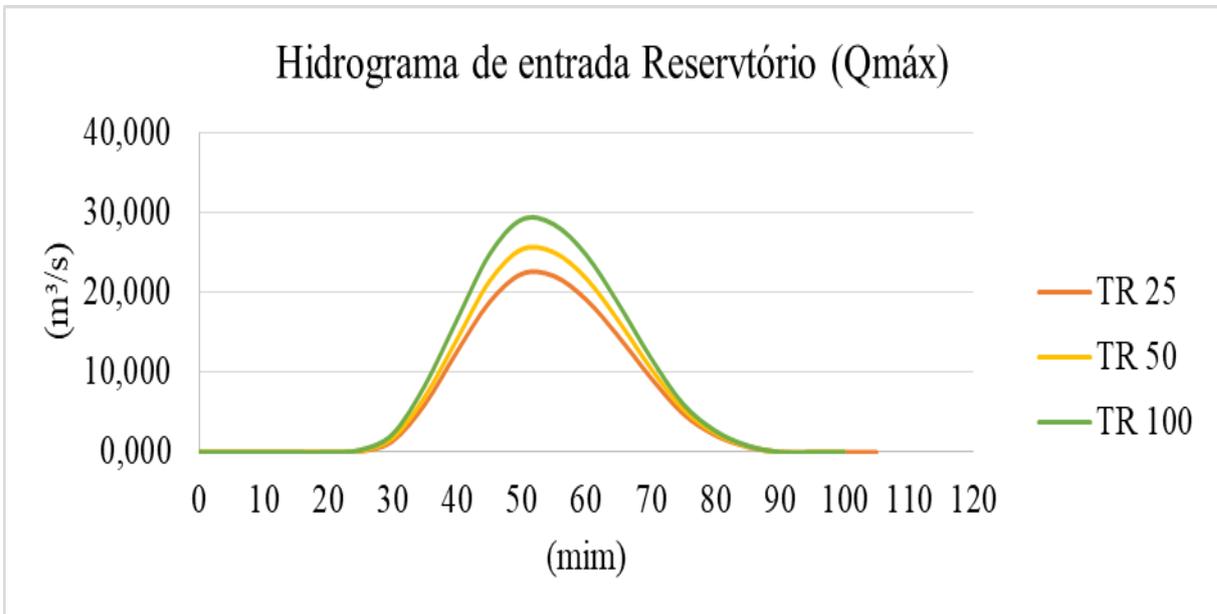
Para realizar a convolução multiplicou-se o HUT e o Hidrograma de chuva efetiva, com isso, obtém-se as vazões máximas e o Hidrograma de entrada do reservatório de detenção, para TR de 25, 50 e 100 anos. A figura 28 à 31 dispõe os hidrogramas de entrada para cada um dos reservatórios.

Figura 28 – Hidrograma de vazões máximas da Bacia Esquerda.



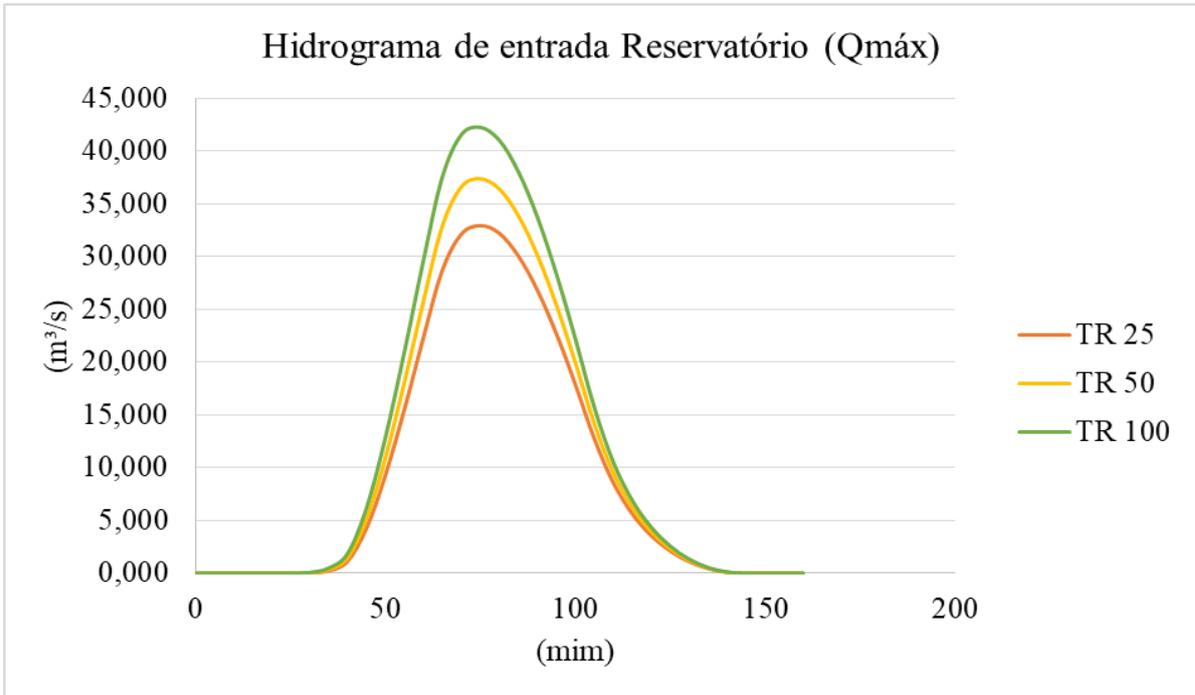
Fonte: Elaboração Própria.

Figura 29 – Hidrograma de vazões máximas da Bacia Superior.



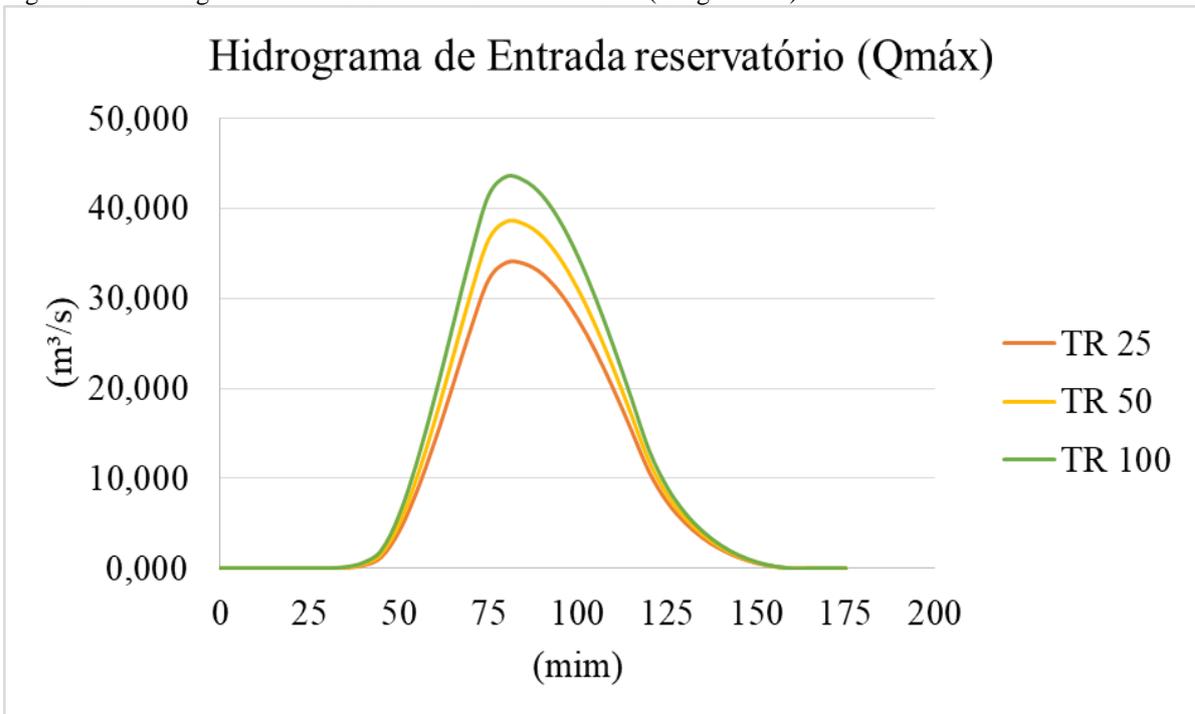
Fonte: Elaboração Própria.

Figura 30 – Hidrograma de vazões máximas da Bacia Central.



Fonte: Elaboração Própria.

Figura 31 – Hidrograma de vazões máximas da Bacia Total (Sanga funda).



Fonte: Elaboração Própria.

4.5 DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO

Inicialmente foi definido que o reservatório de detenção será semienterrado com vertedor tipo soleira livre e descarregador de fundo. Dimensionou-se o vertedor e o descarregador de fundo para não exceder a vazão máxima suportada pelo trecho limitante. Portanto, a vazão total efluente do reservatório, pelo vertedor mais descarregador de fundo, não pode ser superior a vazão máxima de capacidade do trecho 2 canalizado, descontando a vazão gerada pela área incremental (vazão gerada na área à jusante do reservatório e montante do exutório da bacia). Para definir qual a vazão máxima limite de saída de cada reservatório, realizou-se os seguintes passos:

- Obtenção da Vazão máxima de cada uma das bacias hidrográficas obtidas do hidrograma de projeto (item 4.4.4).
- Subtração da vazão máxima gerada pelas bacias dos reservatórios da vazão máxima da bacia total da Sanga Funda, determinando assim a vazão da área incremental, ou seja, a vazão gerada na área em que não ocorre o amortecimento da onda de cheia.
- A vazão máxima a ser liberada por cada reservatório é a diferença entre a vazão máxima no trecho crítico e a vazão da área incremental.

Na tabela 13 encontram-se os resultados referentes a vazão máxima liberada pelos reservatórios para os diferentes TR estudados.

Tabela 13 – Cálculo das vazões máximas efluentes permitidas para os reservatórios.

	BACIA	TR – 25 anos	TR – 50 anos	TR – 100 anos
Vazão máxima obtida pelo método SCS (m ³ /s)	Total	33,98	38,53	43,54
	Central	32,96	37,40	42,28
	Esquerda	6,82	7,81	9,00
	Superior	22,34	25,42	29,15
Vazão da área incremental (m ³ /s)	Central	1,02	1,14	1,27
	Esquerda	27,16	30,72	34,55
	Superior	11,64	13,11	14,40
Vazão máxima a ser liberada pelo reservatório (m ³ /s)	Central	13,56	13,44	13,31
	Esquerda	-12,58	-16,14	-19,97
	Superior	2,94	1,47	0,18
Capacidade do trecho canalizado mais crítico (m³/s)	14,58			

Fonte: Elaboração Própria.

Analisando a tabela 13, percebe-se que a vazão máxima efluente do reservatório da Bacia Esquerda tem seu resultado negativo, pois só a vazão da área incremental já é superior a vazão suportada pelo trecho crítico. Sua localização permite reservar apenas o volume escoado de um afluente na Sanga Funda, com pequena área de contribuição. Portanto, este reservatório apenas reduziria os volumes extravasados que causam as enchentes, mas não eliminaria o problema. Ou seja, trabalhando sozinho não é uma solução eficiente, mas pode ser analisado em trabalhos futuros trabalhando combinado com outro reservatório, como por exemplo, o reservatório superior.

A análise das vazões máximas efluentes pelo reservatório da bacia superior mostram um valor muito pequeno, podendo implicar em grandes volumes de reservação para atender este critério. A área incremental para esta solução gera vazões máximas próximas à capacidade do trecho crítico canalizado, pois inclui também a área de contribuição do afluente da Sanga Funda. Nesse sentido, reforça-se a sugestão de analisar este reservatório trabalhando em conjunto com o reservatório da bacia esquerda em trabalhos futuros.

Já o reservatório na bacia central apresenta potencial devido a sua localização, abrangendo em sua área de contribuição tanto o afluente da Sanga Funda quanto à área principal de contribuição dos morros. Desesa forma, a vazão máxima liberada por este reservatório é próxima da vazão do trecho canalizado crítico.

Considerando estas observações, foi aplicado o método de Puls para dimensionamento dos reservatórios Superior e Central, uma vez que o reservatório da bacia esquerda não é eficiente para solucionar o problema das enchentes em questão, devido a sua localização.

A simulação com o método permitiu atingir as vazões de saída ajustando os seguintes parâmetros: diâmetro e número de tubulações do descarregador de fundo, cota e largura da soleira do vertedor, volume de armazenamento através da profundidade dos reservatórios.

A tabela 14 sintetiza os resultados obtidos com a aplicação do método de Puls. As simulações foram realizadas de forma que o vertedor não entrasse em funcionamento para o hidrograma de entrada considerado. Dessa forma o vertedor servirá para segurança da estrutura, extravasando vazões em casos de eventos com TR maior que o adotado na simulação.

Tabela 14 – Síntese da aplicação do método de Puls aos reservatórios analisados

TR (anos)		Reservatório Superior			Reservatório Central		
		25	50	100	25	50	100
Descarregador de fundo	Diâmetro (mm)	400	400	400	700	600	600
	Nº tubulações	3	1	1	3	4	3
Vertedor	Largura da soleira (m)	4	4	4	4	4	4
	Cota da soleira (m)	5,0	6,0	7,0	10	11,5	15
Dimensões do reservatório	Profundidade máxima (m)	4,7	6,0	7,0	9,7	11,4	14,7
	Área (m ²)	6.642,42	6.642,42	6.642,42	5.400,00	5.400,00	5.400,00
	Volume (m ³)*	33.210	39.852	46.494	54.000	62.100	81.000
Vazão máxima de saída (m ³ s)		2,83	1,07	0,16	12,51	13,35	11,41

*O volume do reservatório foi calculado com a multiplicação da área pela cota da soleira do vertedor

Fonte: Elaboração própria.

4.5.1 RESERVATÓRIO CENTRAL

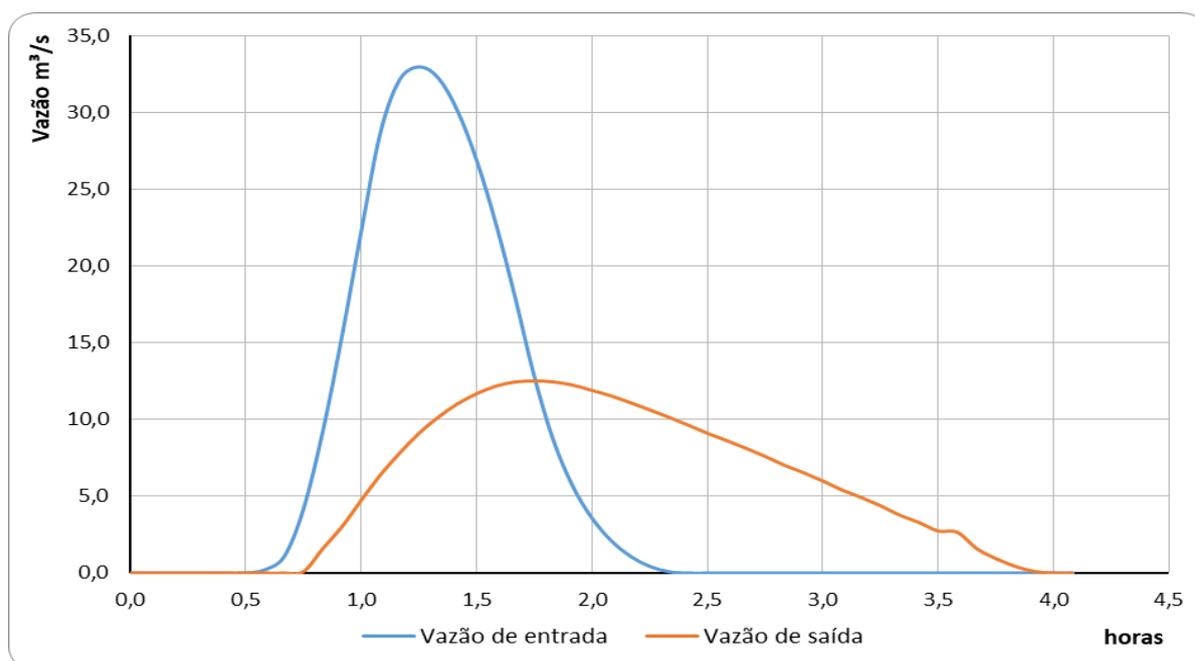
Analisando as simulações do Reservatório Central, sua bacia abrange uma grande parcela da bacia hidrográfica da sanga funda, amortecendo grande parte do escoamento superficial. A figura 21 mostra o amortecimento da onda de cheia pelo reservatório para o período de retorno de 25 anos, ilustrando os hidrogramas de entrada e de saída pelas estruturas extravasoras.

Devido à vazão elevada, o reservatório necessita armazenar um grande volume, fazendo-se necessário uma profundidade elevada. Já para o menor período de retorno analisado, 25 anos, a profundidade do reservatório necessária para atender os critérios adotados é de cerca de 10m. Como o lote disponibilizado é localizado na área urbana, não há possibilidade de aumentar sua área, e por consequência diminuir sua profundidade. Um reservatório com essas proporções necessita de uma estrutura complexa para construção e manutenção, tornando-se extremamente onerosa e desaconselhável tecnicamente.

Nota-se que este reservatório não é uma boa solução trabalhando sozinho para armazenar uma onda de cheia. Sugere-se, analisar em trabalhos futuros, o mesmo trabalhando em conjunto com outro reservatório de montante (esquerda e/ou superior).

O reservatório Central apresentou os melhores resultados referentes ao amortecimento da onda de cheia, no entanto como está localizado na área urbana o lote não possui dimensões suficientes para armazenar o volume necessário, se trabalhando isoladamente. Portanto, não é uma solução viável para nenhum período de retorno analisado.

Figura 32 – Amortecimento das vazões máximas com TR = 25 anos pelo reservatório central



Fonte: Elaboração Própria

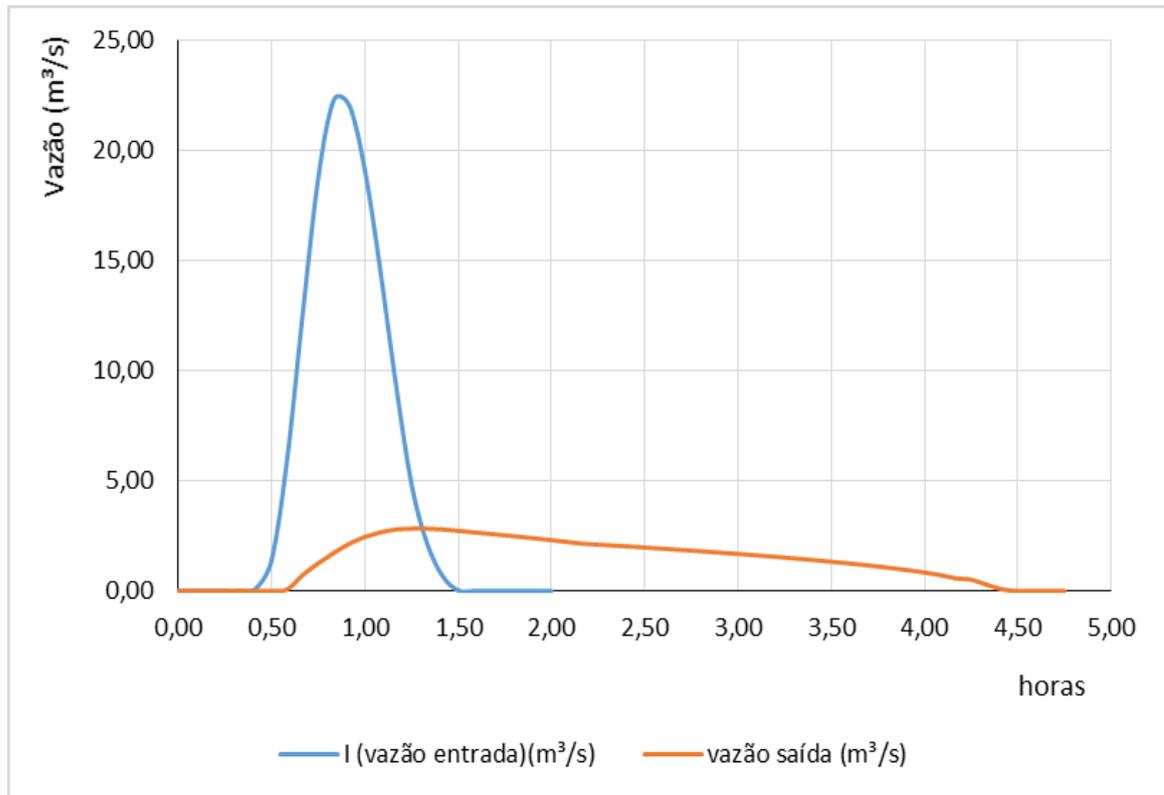
4.5.2 RESERVATÓRIO SUPERIOR

Analisando o Reservatório Superior, o mesmo detém os eflúvios de aproximadamente 50% da bacia total da Sanga Funda. Como o tempo de concentração da bacia é curto, o escoamento superficial acumula-se rapidamente no reservatório e seu esvaziamento ocorre lentamente, conforme é possível observar nas figuras 22 a 24. Na figura 24, para TR de 100 anos, como a vazão de saída do reservatório é muito pequena, $0,16\text{m}^3/\text{s}$, seu esvaziamento é lento, onde a vazão de saída tem um comportamento constante e linear.

As profundidades atingidas pelo reservatório superior vão de aproximadamente 5 a 7 metros, para TR de 25 a 100 anos. Estas são também profundidades que exigem estruturas bastante complexas e onerosas, não sendo indicadas sua viabilidade. No entanto, como sua localização é em região de pouca urbanização, existe a possibilidade de ampliar sua área para então redução da profundidade.

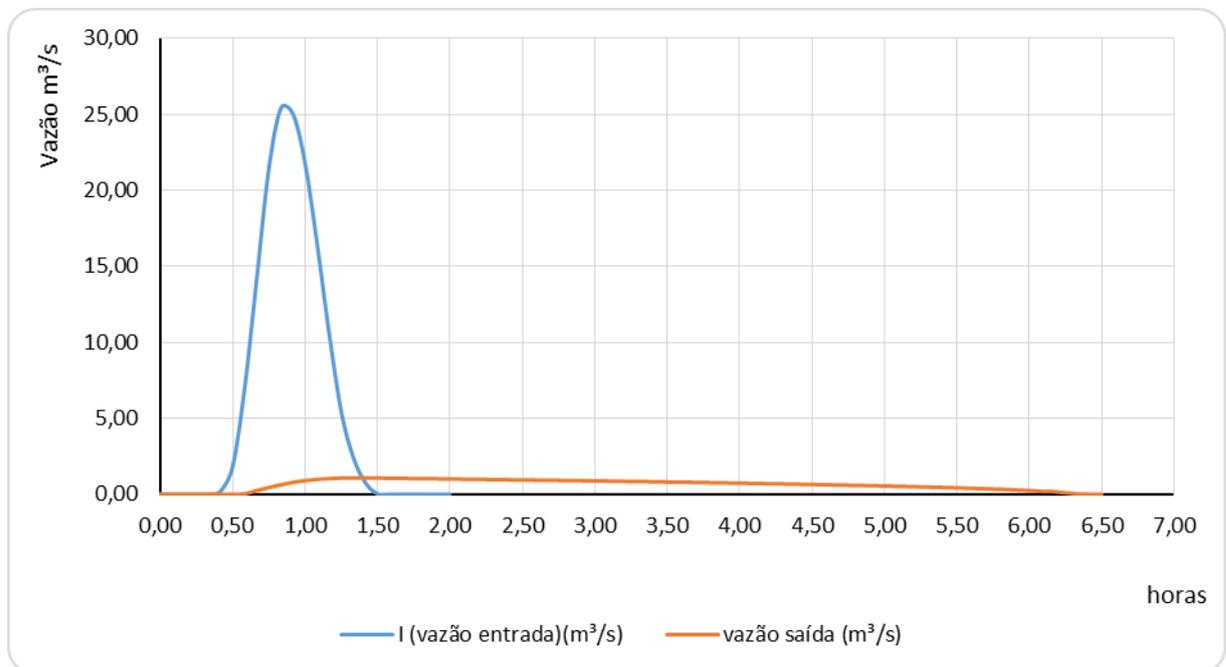
Este reservatório, portanto, se mostrou promissor e apresentou a melhor viabilidade, mas ainda assim com exigências de grandes áreas e conseqüentemente grandes volumes. Sugere-se para próximos estudos que este reservatório seja simulado para áreas maiores visando reduzir sua profundidade necessária, assim como simulado trabalhando em conjunto com outros reservatórios (esquerda e/ou central).

Figura 33 – Amortecimento das vazões máximas com TR = 25 anos pelo reservatório superior



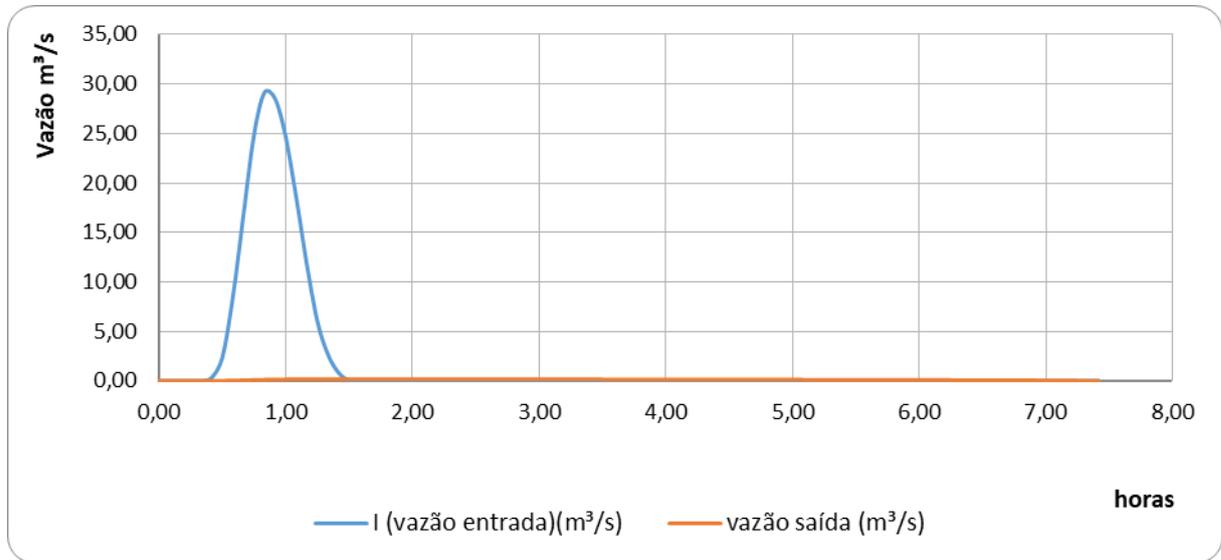
Fonte: Elaboração Própria.

Figura 34 – Amortecimento das vazões máximas com TR = 50 anos pelo reservatório superior



Fonte: Elaboração Própria

Figura 35 – Amortecimento das vazões máximas com TR = 100 anos pelo reservatório superior



Fonte: Elaboração Própria

5. CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou estudos preliminares, sendo o início de diversas análises de viabilidade que deverão ser realizadas. Na presente etapa, se analisou cada reservatório funcionando isoladamente, o que não levou a uma solução final conclusiva. Como sequência destes estudos, deve-se analisar os reservatórios trabalhando em conjunto, cada um amortecendo parte da onda de cheia, como um efeito em cascata.

Dos três locais para implementação dos reservatórios disponibilizados pela prefeitura Municipal, apenas um local mostrou-se viável quando analisado trabalhando isoladamente. A bacia Superior apresentou um bom desempenho em relação ao amortecimento da onda de cheia, e sua localização permite a captação da vazão proveniente dos morros próximos a cidade. O lote possui área suficiente para conter o escoamento superficial, no entanto, ainda necessita de maiores estudos pois atingiu profundidades elevadas, que desaconselham sua execução.

Já o reservatório da esquerda possui a menor área de contribuição, e o amortecimento da onda de cheia é muito pequeno, tornando a implantação do reservatório ineficiente, quando analisado isoladamente.

Outro ponto a ser considerado são as chuvas críticas que levaram aos alagamentos ocorridos na região. Observando os intervalos de tempo entre os eventos, pode-se estimar, dentre os TR estudados, que se aproximam de 25 anos. Dessa forma, este deve ser o mínimo TR adotado para projeto, mas recomenda-se utilizar um TR maior, como 50 ou 100 anos, visando maior segurança.

Ainda, ressalta se as estruturas extravasoras foram estimadas, pois nesta etapa ainda não há detalhamento do reservatório. Estas podem também ser analisadas com configurações diferentes conforme as características do reservatório.

REFERÊNCIAS

- ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland - **Programa Soluções para Cidades. Iniciativas Inspiradoras - Projeto Técnico: Reservatórios de Detenção**. [S.l.: s.n.], 2013.
- Alves, Elisânia Magalhães. **Medidas não estruturais na prevenção de enchentes em bacias urbanas: Cenários para a bacia do Gregório**. Escola de Engenharia de São Carlos - universidade de São Paulo, 2005.
- BERTONI, Juan C.; TUCCI, C.E.M. **Precipitação**. In: *TUCCI, C.E.M, Hidrologia. Ciência e aplicação*. Porto Alegre: 4 ed. 1ª reimp. ABRH/UFRGS, 2009.
- BROWN, S. A.; STEIN, S. M.; WARNER, J. C. **Urban Drainage Design Manual – Hydraulic Engineering Circular 22**, Second Edition. Fort Collins: U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration, 2001.
- CALJURI, M. L.; SANTIAGO A. F.; CAMARGO R. A.; MOREIRA NETO, R. F. **Estudo de indicadores de saúde ambiental e de saneamento em cidade do Norte do Brasil**. *Eng. Sant. Ambiental*. Eng Sanit Ambient . v.14 n.1 . jan/mar 2009 | 19-28
- Carvalho, Fábio. **Abstração inicial e valores CN em diferentes usos da terra no cerrado com utilização de um simulador de chuva [recurso eletrônico]**. Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.
- CANHOLI, Aluísio P. **Drenagem Urbana e controle de enchentes**. Oficina de Textos. São Paulo, 2005.
- CANHOLI, Aluísio P. **Estudos de caso: piscinões na contenção de cheias**. Oficina de Textos. São Paulo, 2017. Disponível em: [Piscinões na contenção de cheias Aluísio Canholi](#). Acesso em: 21/09/2022.
- COLLISCHONN, walter; DORNELLES, Fernando. **Hidrologia para engenharias e Ciências ambientais**. Porto Alegre. Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH). 2ª impressão, 2015.
- CPRM- Serviço Geológico do Brasil. **Processos hidrológicos: inundações, enchentes e alagamentos na geração de riscos. Curso de capacitação técnica municipais para prevenção e gerenciamento de riscos de desastres naturais**. Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral. Serviço Geológico do Brasil. Vitória/ES, 2017.
- DEFESA CIVIL. **Glossário de Defesa Civil: Estudos de Riscos e Medicina de Desastres**. 5ª Edição. Brasília: Secretaria Nacional de Defesa Civil, 2008.
- DEP – **Manual de Drenagem Urbana, volume VI**, de setembro de 2005. Prefeitura Municipal de Porto Alegre, Departamento de Esgotos Pluviais, Porto Alegre, 2005.
- Drumond, Pedro de P.; Coelho, Márcia M. L. P.; Moura, Priscilla M. Investigação Experimental dos Valores de Coeficiente de Descarga em Tubos de Saída de Micro reservatórios. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos- RBRH** , Volume 19, n.2 ,2014.

ENOMOTO, Carolina F. et. al. **Estudo de medidas Não-Estruturais para controle de inundações urbanas**. Universidade Estadual de Ponta Grossa. V.6, n. 1. 2000.

FRANCO, Edu J. **Dimensionamento de bacias de retenção das águas pluviais com base no método racional**. 2004. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2004.

GAZETA. Vitória inaugura sistema de macrodrenagem em Maruípe, 2015. *REVISTA ONLINE*. Disponível em: <https://g1.globo.com/espírito-santo/noticia/2015/12/vitoria-inaugura-sistema-de-macrodrenagem-em-maruipe.html>. Acesso em: 18/01/2023.

LEOPOLD, L. B. **HYDROLOGY FOR URBAN PLANING - A guide book on the hydrologic effects on urban land USE**. USGS circ. 554, 1968.

Lima, Lais C.; Filgueira, Hamilcar J. A. **A microdrenagem urbana e o risco de desastres por alagamento na cidade de João Pessoa, Paraíba, Brasil**. In: ENCONTRO NACIONAL DE DESASTRES, PORTO ALEGRE. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE RECURSOS HÍDRICOS, 2018.

MENDONÇA, Eduardo C. **Metodologia para a avaliação de desempenho de sistemas de drenagem urbana**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília. Brasília, 2009

NAKAZONE, Lucia Midori. **Implantação de reservatórios de retenção em conjuntos habitacionais: experiência da CDHU**. São Paulo, 2005.

OLIVAL, Camilla do Amaral et al. **Sistemas de Drenagem Sustentáveis**. Escola politécnica da Universidade de São Paulo, 2017.

PMA - Prefeitura Municipal de Agudo. **Lauda Técnico Hidrológico para fins de dimensionamento de canal extravasor**. Elaborado por: Pro Acqua Engenharia e Meio Ambiente. Agosto, 2018.

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidraulica Basica**. São Carlos, 4ed. EESC – USP , 2006.

RIGHETTO, Antônio Marozzi. **Manejo de Águas Pluviais Urbanas: experimentação**. ABES Rio de Janeiro, v.4, 2009.

SAMPAIO, Marcela Vilar. **Determinação e Espacialização das Equações de CHUVAS Intensas em Bacias Hidrograficas do Rio Grande do Sul**. Universidade Federal de Santa Maria, 2011.

SARTORI, Anderson; NETO, Francisco Lombardi; GENOVEZ, Abel Maria. *Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação*. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Volume 10 n.4 Out/Dez 2005, 05-18.

SILVEIRA, Aandré Luiz Lopes. *Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais*. RBRH – **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Volume 10 n.1 Jan/Mar 2005, 5-23.

SMDU, **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais: Gerenciamento do sistema de drenagem urbana**. São Paulo, v.1, 2012.

SMDU, **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos**. São Paulo, v.2, 2012

SMDU, **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos**. São Paulo, v.3, 2012.

SURDERHSA, **Plano diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba: Políticas e ações não estruturais**, v.2, 2002.

SURDERHSA, **Plano diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba: Manual de Drenagem Urbana**, v.6, 2002.

TASSI, Rutinéia. **Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana**. 2002. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.

TOMAZ, P. **Reservatório de retenção**. Curso de Manejo de águas pluviais. 2016.

TOMAZ, P. **Dimensionamento preliminar de reservatório de detenção**. Curso de Manejo de águas pluviais. 2010b.

TUCCI, C.E.M. **Controle de enchentes**. In: *TUCCI, C.E.M , Hidrologia. Ciência e aplicação*. Porto Alegre: 4 ed.1ªreimp.ABRH/UFRGS, 2009.

TUCCI, C.E.M. **Escoamento em rios e reservatórios**. In: *TUCCI, C.E.M , Hidrologia. Ciência e aplicação*. Porto Alegre: 4 ed.1ªreimp.ABRH/UFRGS, 2009.

TUCCI, C.E.M. **Fundamentos do escoamento não-permanente**. In: *TUCCI, C.E.M , Hidrologia. Ciência e aplicação*. Porto Alegre: 4 ed.1ªreimp.ABRH/UFRGS, 2009.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Unesco, 2005.

TUCCI, C.E.M.; BERTONI, J.C. **Inundações urbanas em América Latina**. Porto Alegre: ABRH-Ed. UFRGS, 2003.

TUCCI, C. E. M.; VILLANUEVA, A. O. N. Flood control measures in união da Vitória and Porto União: Structural vs. Non-Structural measures. In; *Urban Water*, p.177-182, 1999.

VILLAS, Alexandre Rocha. **Drenagem Urbana: Impactos da implantação de uma lagoa de retenção no bairro de Vargem Grande**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2013.