

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ – UTFPR
CAMPUS FRANCISCO BELTRÃO
ENGENHARIA AMBIENTAL

AÇUCENA LOMBARDO

**PLANEJAMENTO DE SISTEMA DE CONTENÇÃO DE CHEIAS PARA A
RUA EDMUNDO HOSFSTER EM FRANCISCO BELTRÃO - PR**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

FRANCISCO BELTRÃO, PR

2021

Açucena Lombardo

**PLANEJAMENTO DE SISTEMA DE CONTENÇÃO DE CHEIAS PARA A
RUA EDMUNDO HOSFSTER EM FRANCISCO BELTRÃO - PR**

**Flood Containment System Planning for Edmundo Hofster Street in Francisco
Beltrão - PR**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Ambiental da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador: Prof. Dr. Wagner de Aguiar

Coorientador: Prof. Dr. Fernando César Manosso

FRANCISCO BELTRÃO, PR

2021



TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso – TCC2

Planejamento de Sistema de Contenção de Cheias para a Rua Edmundo Hofster em Francisco Beltrão - PR

por

Açucena Lombardo

Trabalho de Conclusão de Curso 2 apresentado às 9:00 horas, do dia 20 de agosto de 2021, como requisito para aprovação da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso de Engenharia Ambiental da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Francisco Beltrão. O candidato foi arguido pela Banca Avaliadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Avaliadora considerou o trabalho aprovado.

Banca Avaliadora:

Wagner de Aguiar

(Presidente da Banca)

Fernando César Manosso

(Membro da Banca)

Moacir Tuzzin de Moraes

(Membro da Banca)

Denise Andréia Szymczak

(Professora Responsável pelo TCC)

Adir Silvério Cembranel

(Coordenador do Curso de Engenharia Ambiental)

“Documento assinado eletronicamente no SEI igual a IN 01/2011”

DEDICATÓRIA

A minha família, meus pais Edna de Paula e Antônio Aparecido Lombardo, a minha irmã Paula Renata Lombardo e ao meu sobrinho Vitor Lombardo Superbia.

E aos meus amigos que sempre estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus, pois através dele consegui a sabedoria necessária para vencer os obstáculos e ter fé num futuro melhor.

Aos meus pais que sempre me apoiaram e confiaram em mim para que eu trilhasse meu próprio caminho, não apenas na vida acadêmica mais em toda minha vida.

A minha irmã que sempre esteve ao meu lado me incentivando a dar o meu melhor sempre.

Ao meu orientador professor Wagner de Aguiar por toda colaboração, paciência e confiança ao longo deste projeto.

Ao professor Fernando César Manosso por ter aceitado ser meu coorientador e ter me ajudado no desenvolvimento deste projeto.

Aos meus chefes do estágio obrigatório Antônio Daniel Vieira da Luz e Eduardo Kugler que me ajudaram neste projeto e me prepararam para a vida profissional.

Aos meus amigos Mariana Garcia, Gabriel da Silva Bento, Aline Perszel, Elis Farias Hilário, Ronaldo Galdino Jr, Catarina de Souza, Fernanda Joice Cardoso, Beatriz Guzzo, Gracieli Mapelli, Taiana Cristina Vinciguerra e Sabrina Korb Lima, pelo companheirismo e motivação sempre.

E a todos aqueles que me auxiliaram durante este projeto e durante a minha vida acadêmica.

*“Se queremos progredir, não devemos repetir
a história, mas fazer uma nova história”
(Mahatma Gandhi)*

RESUMO

LOMBARDO, Açucena. **Planejamento de Sistema de Contenção de Cheias para a Rua Edmundo Hofster em Francisco Beltrão - PR**. 2021. 46 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso Superior de Engenharia Ambiental. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR. Francisco Beltrão, 2021.

O processo desenfreado de urbanização acaba buscando sempre áreas com recurso naturais disponíveis, gerando a ocupação de áreas não adequadas ao uso residencial, sendo estas áreas localizadas em regiões de leito maior de regiões fluviais, que quando ocorre chuvas intensas, essa população acaba sendo afetada significativamente. O presente trabalho traz uma proposta de projeto de implantação de uma bacia de contenção afim de armazenar o volume de água excedente das precipitações que causam prejuízos a população residente na área de proximidades a Rua Edmundo Hofster devido as inundações. A metodologia seguida para a o planejamento da bacia de contenção, seguiu a aplicação do Método Racional, para estimar a vazão afluente para a bacia totalmente urbanizada e a vazão efluente que é limitada à capacidade de drenagem da tubulação existente área de estudo. Deste modo, foram simuladas 3 condições de aplicação de acordo com os períodos de retorno utilizados. Sendo esses correspondentes a 25 anos (Condição 1), 50 anos (Condição 2) e 100 anos (Condição 3), e após estabelecidos os valores foram calculadas para cada condição as intensidades de precipitação, a vazão afluente, o volume preliminar que deveria ser armazenado. Foi realizado o geoprocessamento por meio do Modelo Digital de Elevação da área urbana de Francisco Beltrão e também visita *in loco* para obtenção dos pontos referentes a tubulação responsável pela drenagem local. Curvas de nível foram geradas com equidistância de 0,5 metros, para que desta forma pudessem ser feitos os levantamentos da relação entre a área ocupada por cada cota, e o volume armazenado, para que por meio desses valores fossem estabelecidas as cotas adequadas do dique de jusante (barragem) de acordo com cada condição proposta. Associação entre as cotas e o volume detido pela barragem obter a carga hidráulica a que tubulação está submetida, possibilitando o cálculo da vazão efluente. Deste modo, foi possível estabelecer a delimitação da bacia de contenção no local e altura do dique de jusante para cada condição.

Palavras-chave: drenagem urbana; urbanização; bacias de contenção; inundação.

ABSTRACT

LOMBARDO, Açucena. **Flood Containment System Planning for Edmundo Hofster Street in Francisco Beltrão - PR.** 2021. 46 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso Superior de Engenharia Ambiental. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR. Francisco Beltrão, 2021

The unrestrained process of urbanization ends up always seeking areas with available natural resources, generating the occupation of areas not suitable for residential use, these areas being located in regions with larger riverbeds, which when heavy rains occur, this population ends up being significantly affected. The present work presents a proposal for a project for the implementation of a containment basin in order to store the excess volume of water from rainfall that causes damage to the population living in the area close to Edmundo Hofster Street due to flooding. The methodology followed for the planning of the containment basin followed the application of the Rational Method to estimate the influent flow for the fully urbanized basin and the effluent flow that is limited to the drainage capacity of the existing pipeline in the study area. Thus, 3 application conditions were simulated according to the payback periods used. These corresponding to 25 years (Condition 1), 50 years (Condition 2) and 100 years (Condition 3), and after establishing the values, the precipitation intensities, the influent flow, the preliminary volume that should be calculated for each condition were calculated. stored. The geoprocessing was carried out using the Digital Elevation Model of the urban area of Francisco Beltrão and also an on-site visit to obtain the points referring to the piping responsible for local drainage. Contour curves were generated with an equidistance of 0.5 meters, so that the relationship between the area occupied by each level and the stored volume could be surveyed, so that through these values the appropriate levels of the dike could be established (dam) according to each proposed condition. Association between the quotas and the volume held by the dam to obtain the hydraulic load to which the pipeline is submitted, enabling the calculation of the effluent flow. In this way, it was possible to establish the delimitation of the containment basin at the location and height of the downstream dike for each condition.

Keywords: urban drainage; urbanization; containment basins; inundation.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Zonas de ocupação das áreas lindeiras a um curso d'água	18
Figura 2 - Processos urbanos e seus impactos no ciclo hidrológico	19
Figura 3 - Esboço típico da coleta de águas pluviais em uma via.	21
Figura 4 - Corte da seção transversal da sarjeta e da guia.	22
Figura 5 - Tendência da Ocupação e Impacto	23
Figura 6 - Exemplos de bacias de contenção.....	25
Figura 7- Classificação das bacias de contenção quanto a sua estrutura física	26
Figura 8 - Simulação de Hidrograma.....	27
Figura 9 - Localização da bacia de drenagem do projeto.....	28
Figura 10 - Vista superior do local sugerido para a implantação do projeto.....	29
Figura 11 - Representação in loco da localização sugerida para a implantação da bacia de contenção	29
Figura 12 - Local próximo ao ponto entrada tubulação muito curta.....	31
Figura 13 - Local do ponto de saída tubulação muito curta.....	31
Figura 14 – Algoritmo de dimensionamento de bacias de contenção para gestão do escoamento.....	33
Figura 15 - Exemplo de curvas IDF.....	36
Figura 16 - Uso e ocupação do solo com a bacia totalmente urbanizada.	40
Figura 17 – Fluxograma dos passos realizados no ArcGIS	43
Figura 18 - Fluxograma das etapas do cálculo do volume real da bacia de contenção	45
Figura 19 - Representação das diferentes linhas de Dique de Jusante e da tubulação muito curta.....	50
Figura 20 - Demonstração das curvas de nível da área da bacia de contenção.....	51
Figura 21 - Delimitação da bacia de contenção de Tr 25 anos com dique de jusante de 8,5 m.	57
Figura 22 - Delimitação da bacia de contenção de Tr 50 anos com dique de jusante de 9,5m	57
Figura 23 - Delimitação da bacia de contenção de Tr 100 anos com dique de jusante de 11 m.	58
Figura 24 - Localização da bacia de contenção proposta pela Condição 1	59
Figura 25 - Localização da bacia de contenção proposta pela Condição 2	59
Figura 26 -Localização da bacia de contenção proposta pela Condição 3	60
Figura 27 - Localização da bacia de contenção proposta para todas as condições de Tr.....	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coordenadas correspondentes aos dispositivos de saída da tubulação muito curta responsável pelo primeiro trecho de drenagem da bacia de contenção e outras informações a respeito da tubulação.....	30
Tabela 2 - Uso e ocupação do solo da bacia totalmente urbanizada para determinação de escoamento superficial.....	39
Tabela 3 – Precipitações de projeto para a bacia de drenagem da referida área de estudo de Francisco Beltrão.....	40
Tabela 4 - Vazões máximas em m ³ /s e m ³ /h obtidas para uso e ocupação do solo da bacia totalmente urbanizada.	41
Tabela 5 - Valores práticos do Coeficiente de Descarga (C _d)	46
Tabela 6 - Volume preliminar detido na bacia para diferentes períodos de retorno	49
Tabela 7 - Valores obtidos através do ArcGIS da relação entre cota e volume	52
Tabela 8 - Valores de Vazão Efluente em relação a cota e a carga hidráulica	53
Tabela 9 - Condição 1: Dimensionamento da bacia de contenção com Período de retorno de 25 anos.	54
Tabela 10 - Condição 2: Dimensionamento da bacia de contenção com Período de retorno de 50 anos.	55
Tabela 11 – Condição 3: Dimensionamento da bacia de contenção com Período de retorno de 100 anos.	55
Tabela 12 – Valores geométricos da bacia de contenção referentes às condições propostas.....	56
Tabela 13 - Áreas de APP dentro de cada condição de período de retorno	60
Tabela 14 - Valores hidráulicos e hidrológicos da condição atual.....	61

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	16
2.1	Objetivo Geral	16
2.2	Objetivos Específicos	16
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1	Urbanização e Inundações Urbanas	17
3.2	Sistemas de Drenagem Urbana.....	19
3.2.1	Sistema de Microdrenagem.....	21
3.2.2	Sistema de Macrodrenagem	22
3.3	Métodos Convencionais de Drenagem Urbana	23
3.4	Métodos Não Convencionais de Drenagem Urbana.....	23
3.4.1	Bacias de Contenção	24
4	MATERIAIS E MÉTODOS	28
4.1	Local de Estudo.....	28
4.2	Dimensionamento da Bacia de Contenção	32
4.2.1	Características Biofísicas da Bacia de Drenagem.....	33
4.2.2	Parâmetro Hidrológicos	34
4.2.3	Método Racional.....	37
4.2.4	Vazão Afluente	39
4.2.5	Volume Preliminar da Bacia de Contenção	41
4.2.6	Delimitação Preliminar da Bacia.....	42
4.2.7	Método numérico para o cálculo do volume real da Bacia de Contenção .	45
4.2.8	Delimitação Real da Bacia de Contenção	47
4.3	Cálculo do Período de Retorno Atual	48
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	49
5.1	Volume Preliminar Detido.....	49
5.2	Geoprocessamento do Modelo Digital de Elevação.....	49
5.3	Vazão Efluente e Volume Armazenado na Bacia	53

5.4	Delimitação da Bacia de Contenção.....	56
5.5	Período de Retorno para a Condição Atual.....	61
6	CONCLUSÃO	63
	REFERÊNCIAS.....	64
	ANEXO A – Mapa da representação das diferentes linhas de dique de jusante e da tubulação muito curta	68
	ANEXO B – Mapa de demonstração das curvas de nível para a área da bacia de contenção	70
	ANEXO C – Mapa de delimitação da bacia de contenção de Período de Retorno de 25 anos com altura de dique de jusante de 8,5 metros.....	72
	ANEXO D – Mapa de delimitação da bacia de contenção de Período de Retorno de 50 anos com altura de dique de jusante de 9,5 metros.....	74
	ANEXO E – Mapa de delimitação da bacia de contenção de Período de Retorno de 100 anos com altura de dique de jusante de 11 metros.....	76

1 INTRODUÇÃO

Devido a ocorrência de grandes variações no regime hidrológico dos últimos anos e também as ocupações de áreas para a urbanização de forma cada vez mais desordenada, há uma maior demanda por áreas nas quais possuem recursos naturais que garantam a sobrevivência de populações. Logo, a ocupação de áreas ambientalmente inadequadas, como áreas de terrenos alagadiços sujeitos a inundações, terrenos com declividade igual ou superior à 30% e áreas de preservação ecológica (CARVALHO, 2012).

Muitas vezes as cidades de médio e grande portes são as mais afetadas pela falta de planejamento, pois depois da ocupação do espaço, as soluções disponíveis acabam se tornando caras, devido a implantação de canalizações, barragens, entre outras. Se o poder público fizesse o planejamento correto da ocupação do solo, não seria necessário o grande investimento para adequar os locais as populações que residem nessas áreas (TUCCI, 2003).

De acordo com Tucci (2005) o aumento da frequência e magnitude das enchentes se devem a impermeabilização do solo e da construção da rede de condutos pluviais. Quando não há planejamento, o desenvolvimento das cidades gera na maioria das vezes obstruções ao escoamento, através de aterros, pontes, drenagens inadequadas e assoreamento.

A abordagem tradicional sobre o sistema de drenagem urbana, representada no Brasil pela busca de um sistema hidráulico mais eficiente, sendo necessária constante drenagem do ambiente. Sendo as águas pluviais urbanas consideradas indesejáveis em função do seu alto grau de degradação e, desse modo, os corpos d'água devem, de acordo com tal visão, ser submetidos a obras de retificação, canalização e recobrimento (SOUZA; MORAES; BORJA, 2013).

O município de Francisco Beltrão, segundo o IBGE, integra a posição de município mais populoso, entre os atuais 42 da região Sudoeste do Paraná, dispendo de uma população estimada de 92.216 habitantes e área territorial de 735.111 km². Como o município está em constante crescimento, a falta de planejamento urbana acaba dando margem a ocupação imobiliária em regiões onde não seria adequado, devido aos fatores de relevo e clima locais, podendo ocasionar problemas no futuro devido as inundações.

Em Francisco Beltrão há uma quantidade consideravelmente grande de áreas de risco de inundação no perímetro urbano, ao redor do rio Marrecas e de seus afluentes. Deste modo, Cararo (2019) informa que os alertas para as inundações são provenientes do nível de cotas do rio Marrecas, uma vez que a região possui alta impermeabilização, o que dificulta a infiltração de águas no solo e também a alta densidade populacional e densidade construída no leito maior do rio.

De acordo com Freitas e Ximenes (2012) o poder de arraste das águas podem atingir a infraestrutura e os serviços ocasionando prejuízos econômicos e perdas materiais prejudicando a economia local. Tais prejuízos envolvem propriedades, casas e construções que são danificadas ou destruídas, expondo a população afetada a situações de falta de moradia, ausência de locais de trabalho adequados, devido a possível contaminação da água por vetores, sem contar a perda de bens materiais de valor sentimental.

Como no caso da área circundante a Rua Edmundo Hofster, que através de dados levantados constatou-se que na área houveram situações de calamidade relacionadas a períodos de inundação e a situações de precipitação elevada, ocasionando prejuízos aos moradores do local.

A rua Edmundo Hofster, localizada no bairro Alvorada, na cidade de Francisco Beltrão/PR, e proximidades, além de estarem em uma região de leito maior de regiões fluviais, estão sobre a canalização, subdimensionada ou não dimensionada, do Córrego que drena a bacia montante, o que tem ocasionado, com grande recorrência, eventos de alagamentos na região. Para tanto, este trabalho surge como uma demanda social, inicialmente, solicitado por meio de um Parecer Técnico aos Professores do Curso de Engenharia Ambiental, pelo Ministério Público do Estado do Paraná, 3ª Promotoria de Justiça da Comarca de Francisco Beltrão, afim de averiguar as causas do problema, tendo como resultado a indicação de construção de um sistema de contenção de cheias.

Deste modo, este trabalho busca complementar as demandas já atendidas ao Ministério Público. Onde o dimensionamento de um sistema de contenção das águas superficiais pretende mitigar os prejuízos as populações afetadas. Uma vez que o sistema implantado no local é incapaz de drenar de forma efetiva, não havendo alternativas de outras formas de drenagem por meio de canalização.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Projetar um sistema de contenção das cheias para a rua Edmundo Hofster, bairro Alvorada de Francisco Beltrão - PR, afim de controlar impactos causados pelas inundações urbanas.

2.2 Objetivos Específicos

- Identificar os principais aspectos hidrológicos e hidráulicos dos eventos de inundação;
- Projetar um sistema de contenção cheias visando o controle dos impactos ocasionados pela inundação;

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Urbanização e Inundações Urbanas

De acordo com Miguez, Verol e Rezende (2015):

“As cheias naturais são fenômenos provocados pelo excesso de escoamento superficial, gerado a partir de uma precipitação intensa. Esse processo hidrológico é cíclico, natural e benéfico ao ambiente. A presença de rios e, mais diretamente, a presença de água, sempre foi um fator fundamental no desenvolvimento das cidades e, de fato, um fator condicionante e determinante da fixação das comunidades que deram origem aos primeiros aglomerados urbanos. Entretanto, as mesmas cidades que necessitam de água sofrem hoje com o excesso de escoamentos que frequentemente se convertem em importantes inundações no ambiente construído.”

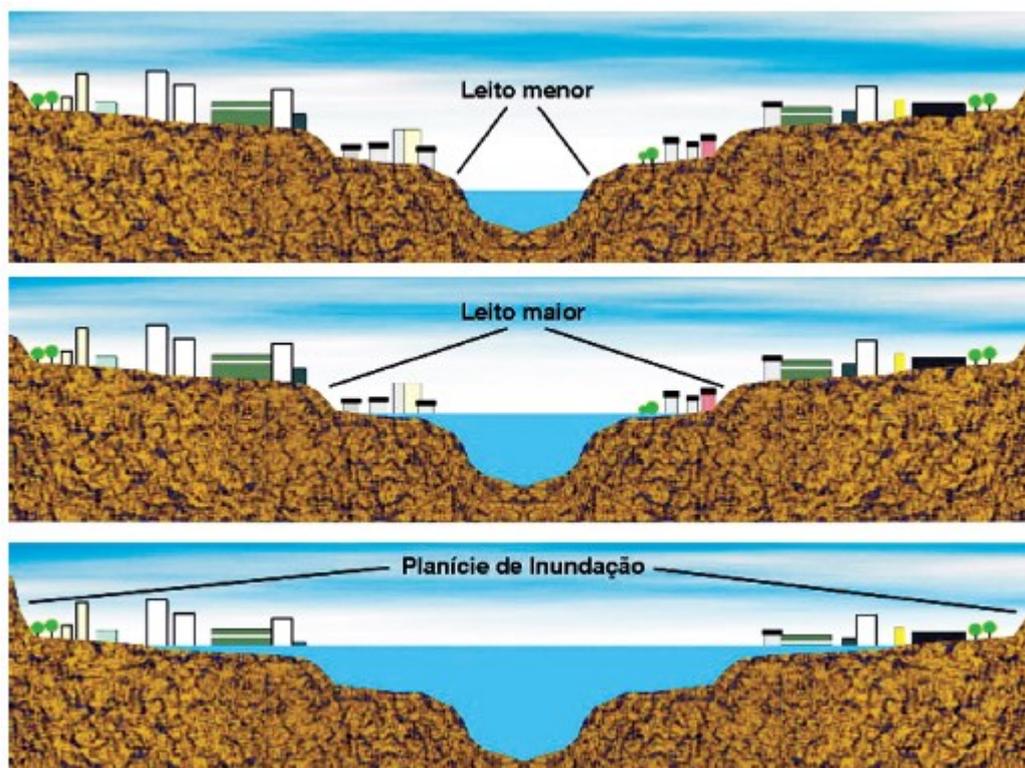
O aumento do volume e das vazões de escoamento superficial direto tem potencial relação com o processo de urbanização, que por meio da ocupação de novas áreas para usos diversos da população se fazem necessárias análises do contexto da bacia hidrográfica onde estão inseridas, para que deste modo sejam efetuados ajustes necessários para mitigar possíveis impactos futuros causados por inundações (SÃO PAULO, 1999).

O processo de urbanização quando não implantado e gerenciado de forma planejada e sustentável, acaba ocasionando vários problemas, tais como: enchentes, inundações, enxurradas e consequente contaminação dos rios, podendo resultar em diversos impactos socioambientais, como a alteração da qualidade das águas e também problemas relacionados a saúde pública (BASSO et al, 2018).

O escoamento pluvial pode produzir inundações e impactos nas áreas urbanas devido a dois processos, que ocorrem isoladamente ou combinados: Inundações devido à urbanização, onde através da impermeabilização, ocupação do solo e à construção da rede de condutos pluviais inadequada ocasionam o aumento de enchentes provocando uma maior frequência e magnitude das mesmas; e inundações de áreas ribeirinhas, das quais essas enchentes ocorrem principalmente pelo processo natural no qual o rio escoar pelo seu leito maior, sendo esta enchente decorrência do processo natural do ciclo hidrológico, onde populações ocupam o leito maior do rio, consideradas áreas de risco, ocasionando impactos frequentes (TUCCI, 2002).

Na Figura 1 é demonstrada como ocorre a ocupação populacional em áreas lindeiras a um curso d'água para uso residencial.

Figura 1 - Zonas de ocupação das áreas lindeiras a um curso d'água



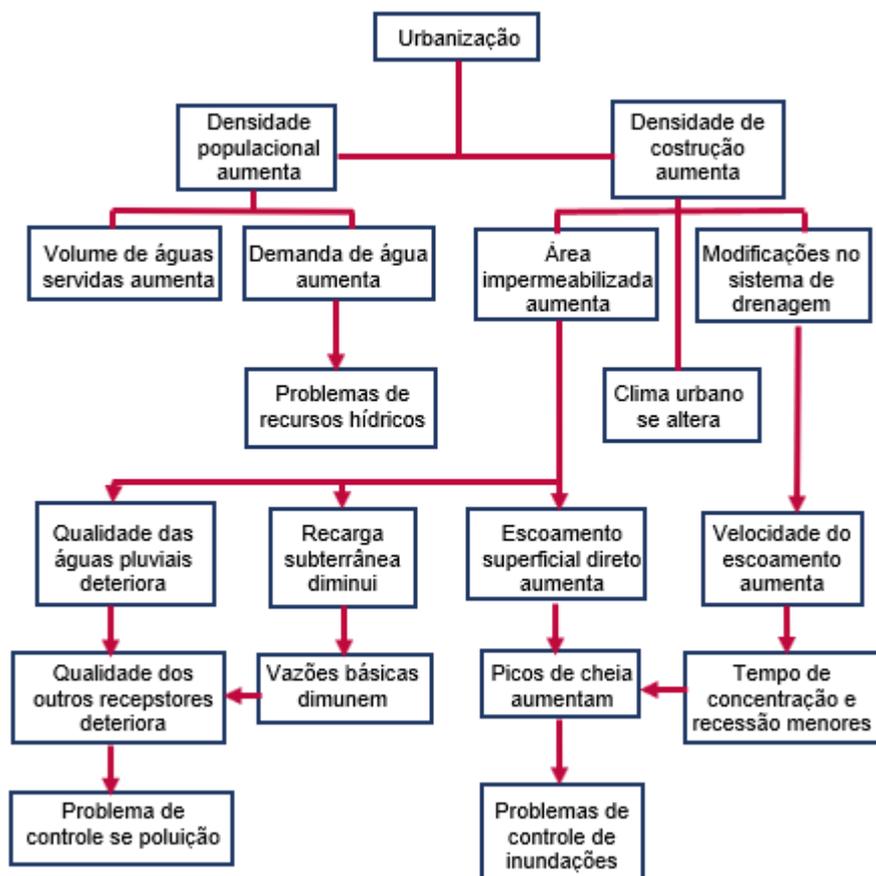
Fonte: ReCESA (2007)

Com o crescimento da impermeabilização dos terrenos das bacias urbanas, há uma potencialização das consequências das chuvas, que ocorrem através do aumento das vazões máximas, dos volumes escoados superficialmente e da diminuição dos tempos de pico dos hidrogramas. Em consequência disso, a implantação de obras hidráulicas complexas e onerosas são cada vez mais frequentes, possuindo caráter estrutural, nas quais são divididas em canalização ou contenção (PORTO, 2003).

Com o passar dos anos, o conceito higienista de drenagem urbana que previa a captação, a condução e o descarregamento das águas pluviais, veio sendo substituído pelo conceito de drenagem urbana sustentável, que acrescenta opções de armazenamento e infiltração, quando possível. A partir dessa abordagem, o problema das inundações urbanas passa a ser avaliado de forma mais sistêmica, buscando restaurar características próximas ao escoamento natural, como por exemplo a introdução de funções de infiltração e armazenamento, como bacias de contenção e contenção, jardins de chuva e pavimentos permeáveis (BATTERMARCO et al, 2018).

A Figura 2 apresenta como o processo de urbanização pode afetar o meio ambiente e os impactos decorrentes desse processo.

Figura 2 - Processos urbanos e seus impactos no ciclo hidrológico



Fonte: Adaptado de TUCCI (2004).

3.2 Sistemas de Drenagem Urbana

Sistemas de águas pluviais tendem a levar em consideração uma série de fatores, que vão desde a precipitação, escoamento superficial, infiltração no solo até as formas de evaporação de forma indireta. Através de observações sistemáticas da ocorrência de chuvas, conclui-se que as variações das quantidades de precipitações, por meio de análises de locais diferentes ou locais próximos em datas e anos diferentes, demonstram uma verificação da ausência de ocorrências cíclicas dos fenômenos meteorológicos além daqueles relacionados às estações do ano (AZEVEDO NETO, 2015).

O transporte de águas pluviais para uma próxima bacia é feito através de um sistema de drenagem, onde uma bacia hidrográfica situada em um aglomerado urbano deve ser composta por elementos que drenem as águas pluviais, por meio de dispositivos naturais ou artificiais que conduzem as águas provindas do escoamento da precipitação para a bacia posterior (SILVA, 2017).

As medidas para a gestão de drenagem urbana são divididas em duas categorias, sendo elas medidas estruturais e medidas não estruturais. No Quadro 1 é expressa essa diferenciação.

Quadro 1 - Medidas para a gestão de drenagem urbana

MEDIDAS ESTRUTURAIS	MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS
Ampliação, modificação, retificação, revestimento, canalização dos cursos d'água naturais ou execução de galerias	Reserva de área para lazer e atividades compatíveis para os espaços abertos, margens e entorno de lagos e rios
Armazenamento ou desvio da água a montante da região sujeita a inundações	Controle do uso do solo fora da área de inundação
Diques, muros e <i>floodwalls</i>	Securitização da área de risco de inundação
Alterações em pontes e travessias	Estrutura a prova de inundação e restrições de aproveitamento
Bacias de contenção, contenção e amortecimento	Sistema de previsão, antecipação e alerta
Bacias de sedimentação, contenção de detritos e lixo	Tratamento das populações em encostas e áreas baixas
<i>Wetlands</i> e áreas de depuração in situ	Programa de manutenção e inspeção do sistema de drenagem
Parques lineares	Programa de ação emergencial
Repermeabilização e permeabilização artificial do solo	Manual de drenagem e de gestão da drenagem
Relocação e demolição de estruturas	Educação ambiental
Contenção em lotes, quadras, empreendimentos, jardins de chuva, telhado verde...	Institucionalização da drenagem urbana como serviço do estado

Fonte: BASSO (2018), MARTINS (2012), RIGHETTO (2009) e DAEE (2010).

3.2.1 Sistema de Microdrenagem

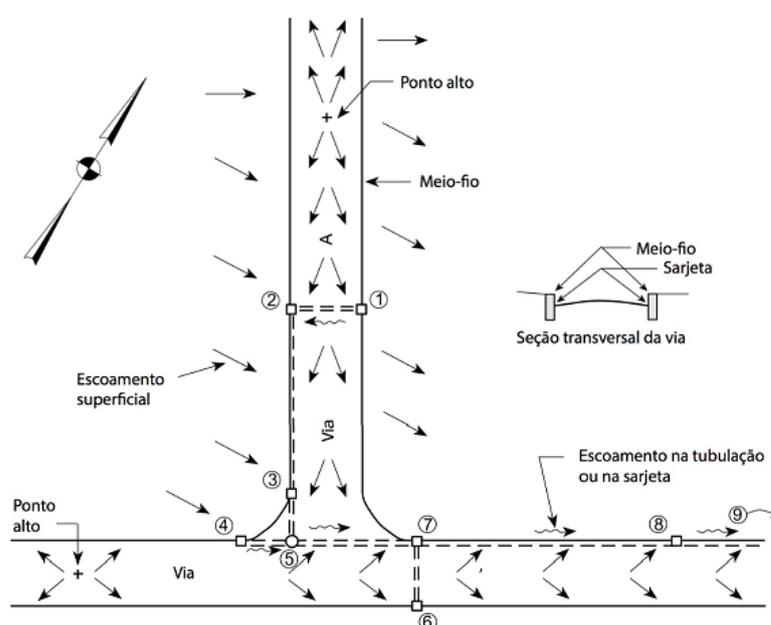
O sistema de microdrenagem está relacionado a drenagem de lotes e vias urbanas, relacionando-se intimamente aos fatores ligados ao escoamento de água, que por meio da variação de velocidade de escoamento, pode ocasionar arraste de partículas sólidas causando acúmulo de sedimentos (CSOBI, 2011).

Os componentes do sistema de microdrenagem são as vias, as sarjetas, o meio-fio, as bocas de lobo, os tubos e conexões, os poços de visita e os condutos forçados entre outros. Há algumas soluções alternativas referentes ao impacto causado pela urbanização no comportamento hidrológico, que podem ser reservatórios domiciliares de águas pluviais, trincheiras de infiltração, armazenamento em vales, armazenamento em coberturas e infiltração em áreas de estacionamento, que também são parte do sistema de microdrenagem (KAMURA *et al*, 2004).

Segundo Bionde & Tucci (1995), citado por Martins (2006), a microdrenagem ou rede primária entendidas como condutos pluviais possuem as seguintes terminologias: galeria, poço de visita, trecho, bocas-de-lobo, tubos de ligações, meios-fios, sarjetas, sarjetões, condutos forçados e estação de bombeamento.

Nas Figuras 3 e 4 são exemplificados como ocorre a coleta de águas pluviais em uma via e o perfil transversal da sarjeta e da guia que conduzirá a água a boca-de-lobo mais próxima.

Figura 3 - Esboço típico da coleta de águas pluviais em uma via.



Fonte: GRIBBIN (2014)

Figura 4 - Corte da seção transversal da sarjeta e da guia.



Fonte: KAMURA (2004).

3.2.2 Sistema de Macrodrenagem

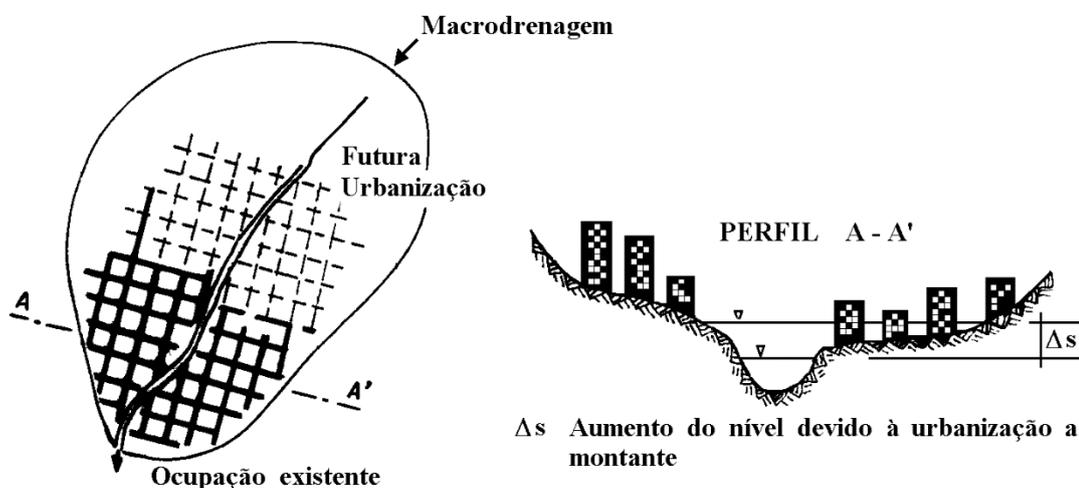
Segundo Tucci (2003) tendência da urbanização é de se estabelecer no sentido jusante para montante, devido às características naturais do relevo. Em um projeto de loteamento, as leis municipais exigem apenas um sistema eficiente de drenagem de esgotos e de águas pluviais, não havendo uma preocupação futura com o controle dessa urbanização e com a capacidade do sistema macrodrenagem, viabilizando então a ocorrência de enchentes e perdas sociais e econômicas.

Devido ao município não exigir uma avaliação sobre o aumento da vazão no restante da bacia, ocasiona-se uma série de impactos causados pelos loteamentos que geram enchentes a jusante, levando a um processo de sobrecarga da drenagem secundária (condutos) sobre a macrodrenagem (riachos e canais) que atravessa o município (TUCCI, 2003).

Para que a vazão máxima não gere um acréscimo que subsequentemente irá ser transferido a jusante, é feita a utilização do amortecimento do volume gerado, que através de dispositivos, como: tanques, lagos e pequenos reservatórios abertos ou aterrados. Sendo essas medidas consideradas de controle de jusante (TUCCI, 2005).

De acordo com Tucci (2003), os impactos de diferentes loteamentos produzem o aumento na ocorrência das enchentes a jusante, pois uma vez que sobrecarregado o sistema secundário de drenagem (condutos) sobre a macrodrenagem (riachos e canais) que atravessam as cidades, os locais em que há construção de habitações novas a montante acabam sendo os mais afetados, pois as habitações novas são localizadas a jusante, como mostrado na Figura 5.

Figura 5 - Tendência da Ocupação e Impacto



Fonte: TUCCI (2003).

3.3 Métodos Convencionais de Drenagem Urbana

Por meio de Porto Alegre (2005) os métodos convencionais utilizam o conceito de controle do aumento da vazão, sendo realizado por meio do dimensionamento de redes pluviais que seguem as seguintes etapas:

- Subdivisão da área e traçado;
- Determinação das redes que afluem os condutos;
- Dimensionamento da rede de condutos;
- Dimensionamento das medidas de controle.

Os canais e galerias são exemplos de métodos convencionais, pois os mesmos buscam retirar as águas pluviais da superfície de forma rápida para que as mesmas sejam direcionadas ao corpo d'água com maior velocidade.

3.4 Métodos Não Convencionais de Drenagem Urbana

No início do desenvolvimento das obras de drenagem urbana no Brasil, os projetos tinham como finalidade o rápido escoamento das águas. Após um período de tempo houve um aumento das áreas urbanas, nas quais começaram a enfrentar a ocorrência de picos de cheias dos cursos d'água, principalmente devido à ocupação em locais de risco, com graves problemas de inundações. Por meio desses

problemas, os projetos de drenagem sofreram uma alteração radical, proporcionando maiores tempos de permanência das águas precipitadas sobre uma bacia, que tinha como propósito a redução das vazões de pico excessivamente elevadas nos pontos mais a jusante da mesma (SÃO PAULO, 1999).

Os métodos não convencionais se diferem do conceito de canalização, onde buscam reter o escoamento das águas em reservatórios, através de medidas que retardam o fluxo da água, podendo manter ou restaurar o leito maior dos córregos e preservar a sinuosidade do corpo d'água.

As vantagens desse método são a diminuição da erosão, a diminuição do assoreamento dos rios e a redução dos picos de vazão, por meio de alternativas que proponham obstáculos para a água da chuva, como o uso escadas de concreto em áreas declivosas, sistema de bacias de retenção ou contenção, fazem com que a água perca energia ou seja armazenada, causando menos prejuízos futuros.

3.4.1 Bacias de Contenção

As bacias de contenção atuam como uma solução para os problemas relacionados a drenagem pluvial, não havendo a renovação e o redimensionamento da rede drenagem existente, sendo ferramentas que limitam, armazenam e normalizam as vazões efluentes, retendo o volume de afluentes em excesso, diminuindo as vazões, para que essas sejam adaptáveis ao meio receptor (LIMA; SILVA; RAMINHOS, 2006).

A Figura 6 exemplifica alguns tipos de bacias de contenção das quais apresentam lâmina de água permanente.

Figura 6 - Exemplos de bacias de contenção

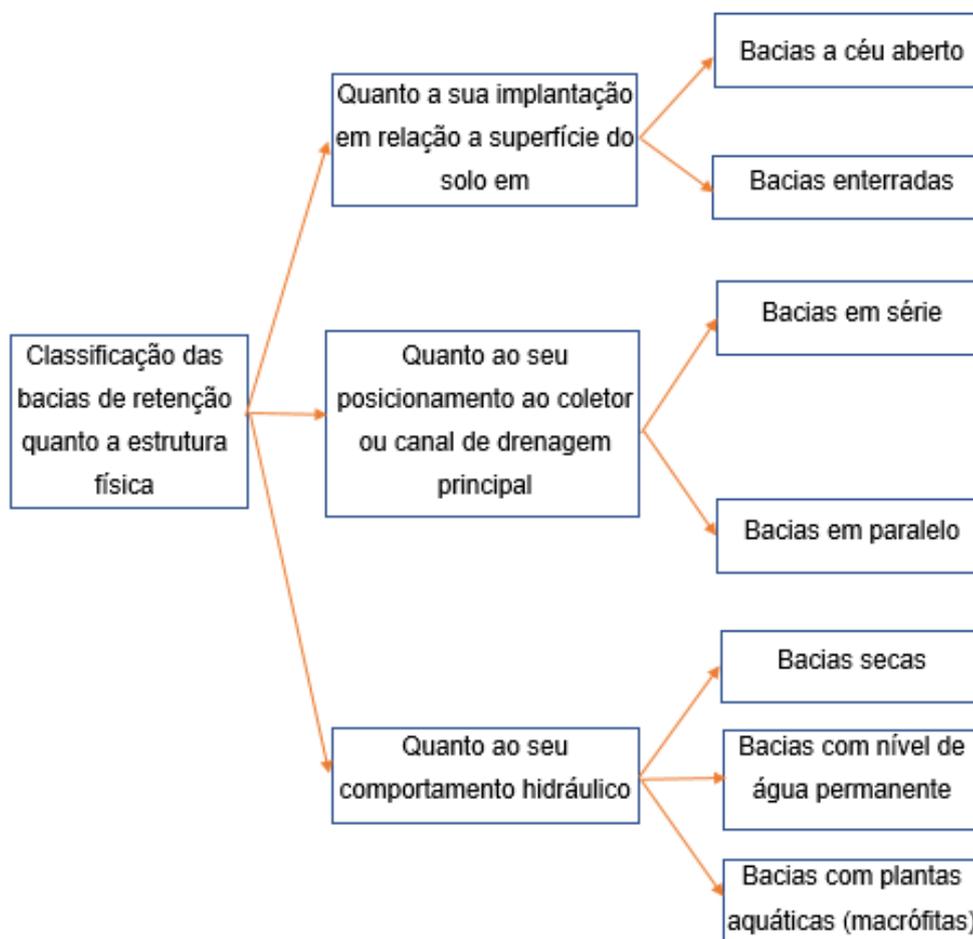


Fonte: Google Imagens (2021).

Segundo Tucci (2005) nas bacias de contenção, mantém-se uma lâmina de água permanente ou para secarem depois após cessado seu uso, na qual tem como princípio o impedimento do crescimento de flora indesejável no fundo do reservatório e a diminuição da poluição a jusante, convertendo em uma melhor efetividade relacionada a qualidade da água pluvial. Seu uso pode ser incorporado a ambientes de lazer, pois seu dimensionamento consiste em uma área que busca drenar uma cheia frequente, e o planejamento para uma área de extravasamento com paisagismo e campos de esportes para cheias excedentes as cotas normalizadas.

As bacias de contenção podem ser classificadas de diversas formas em relação a estrutura física, como demonstrado na Figura 7.

Figura 7- Classificação das bacias de contenção quanto a sua estrutura física



Fonte: adaptado de MANO (2008).

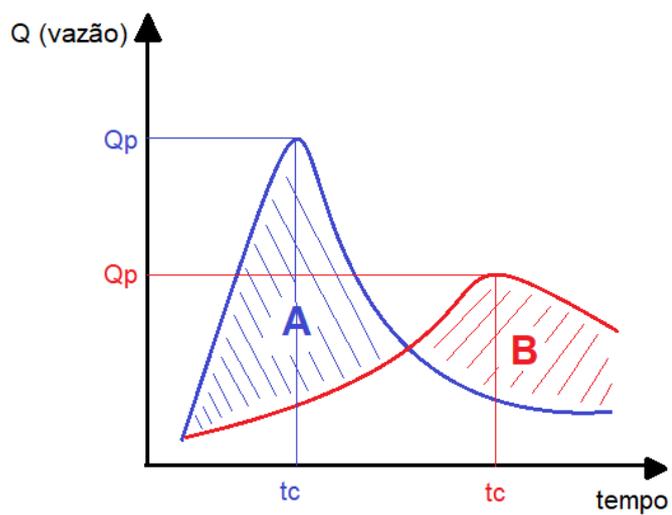
Independendo do tipo da bacia de contenção, na sua maioria apresentam os seguintes componentes (BICHANÇA, 2006):

- Corpo da bacia: inclui o fundo e bermas ou taludes laterais;
- Dique de jusante: estrutura linear, cuja altura condiciona a cota máxima de contenção, geralmente onde ocorre a instalação dos dispositivos de descarga em condições normais;
- Dispositivos de descarga em condições normais: coletores, orifícios e válvulas;
- Dispositivos de segurança: descarregadores de superfície.

Na Figura 8 há uma representação em forma de hidrograma, onde a área A representa o afluente, onde sua área hachurada é quantidade de volume de água que deverá ser drenada na bacia, e a área B representa o efluente, que será a quantidade de volume de água máxima sem o transbordamento do rio, sendo as áreas

graficamente iguais, é possível afirmar que quanto maior a vazão menor será o tempo de concentração na bacia e vice-versa.

Figura 8 - Simulação de Hidrograma



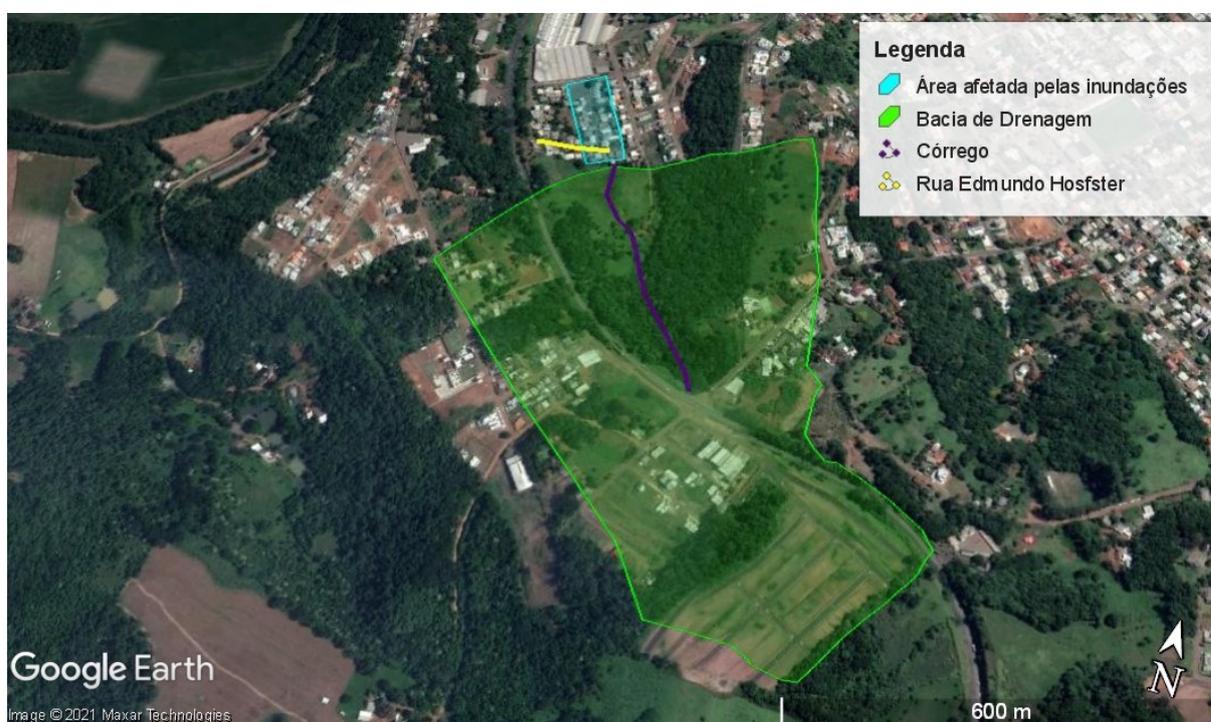
Fonte: Autoria própria (2019).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Local de Estudo

O estudo foi realizado em uma área localizada no bairro Marrecas de Francisco Beltrão – PR, sendo esta área recorrentemente atingida por inundações, drenada por uma bacia de drenagem de 0,4043 km² e comprimento de talvegue de 0,94 km, expostos na Figura 9.

Figura 9 - Localização da bacia de drenagem do projeto



Fonte: Google Earth (2021).

No local a presença de um córrego drenado por uma tubulação subdimensionada ou não dimensionada, que atualmente encontra-se embaixo de várias residências. Devido a essa problemática, a implantação da bacia de contenção de cheias é a medida mais indicada, visto que há a priorização do armazenamento do volume de água excedente, para que este seja drenado através da canalização de forma controlada.

Deste modo, através de levantamento por análise de imagens de satélite e visitas no local, foi possível constatar que há local viável próximo a área afetada para a implementação da bacia de contenção, como mostrado na Figura 10 e 11.

Figura 10 - Vista superior do local sugerido para a implantação do projeto



Fonte: Google Earth (2021).

Figura 11 - Representação in loco da localização sugerida para a implantação da bacia de contenção



Fonte: Autoria própria (2021).

No local há um sistema de microdrenagem através de uma canalização, sendo essa uma tubulação muito curta de 80 cm de diâmetro que tem como ponto de entrada um orifício e segue até o ponto de saída boca de lobo. Para ser classificada como tubulação muito curta foi utilizada a metodologia proposta por Azevedo Neto (1998), na qual a tubulação fica responsável por drenar todo o volume de água efluente da bacia de drenagem até o próximo trecho composto por duas tubulações, sendo as coordenadas dos pontos da tubulação muito curta expressas na Tabela 1.

Tabela 1 – Coordenadas correspondentes aos dispositivos de saída da tubulação muito curta responsável pelo primeiro trecho de drenagem da bacia de contenção e outras informações a respeito da tubulação.

Pontos	Coordenadas UTM		Altura dos Pontos
	X	Y	
Ponto de entrada	293234.439	7113186.885	562,213 m
Ponto de saída	293114.131	7113376.450	552,930 m
Parâmetros da tubulação	Desnível		9,28 m
	Comprimento da tubulação		219,48 m
	Declividade (s)		0,042 m/m

Fonte: Autoria própria (2021).

As coordenadas referentes aos pontos de entrada e de saída da tubulação muito curta, foram obtidas através do levantamento in loco, com auxílio do aparelho GPS geodésico, sendo este levantamento feito nos locais mais próximos a estes dispositivos de drenagem devido à dificuldade de tirar os pontos exatamente nos locais de origem, como mostrados nas Figuras 12 e 13.

Figura 12 - Local próximo ao ponto entrada tubulação muito curta



Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 13 - Local do ponto de saída tubulação muito curta



Fonte: Autoria própria (2021).

4.2 Dimensionamento da Bacia de Contenção

Para o correto dimensionamento de estruturas de macrodrenagem a vazão de um projeto é o principal parâmetro de uma obra hidráulica, pois através do dimensionamento correto das estruturas, resultará em um sistema que será capaz de suportar vazões máximas provenientes de deflúvios por um período mínimo de tempo estabelecido inicialmente no projeto (SILVA, 2017).

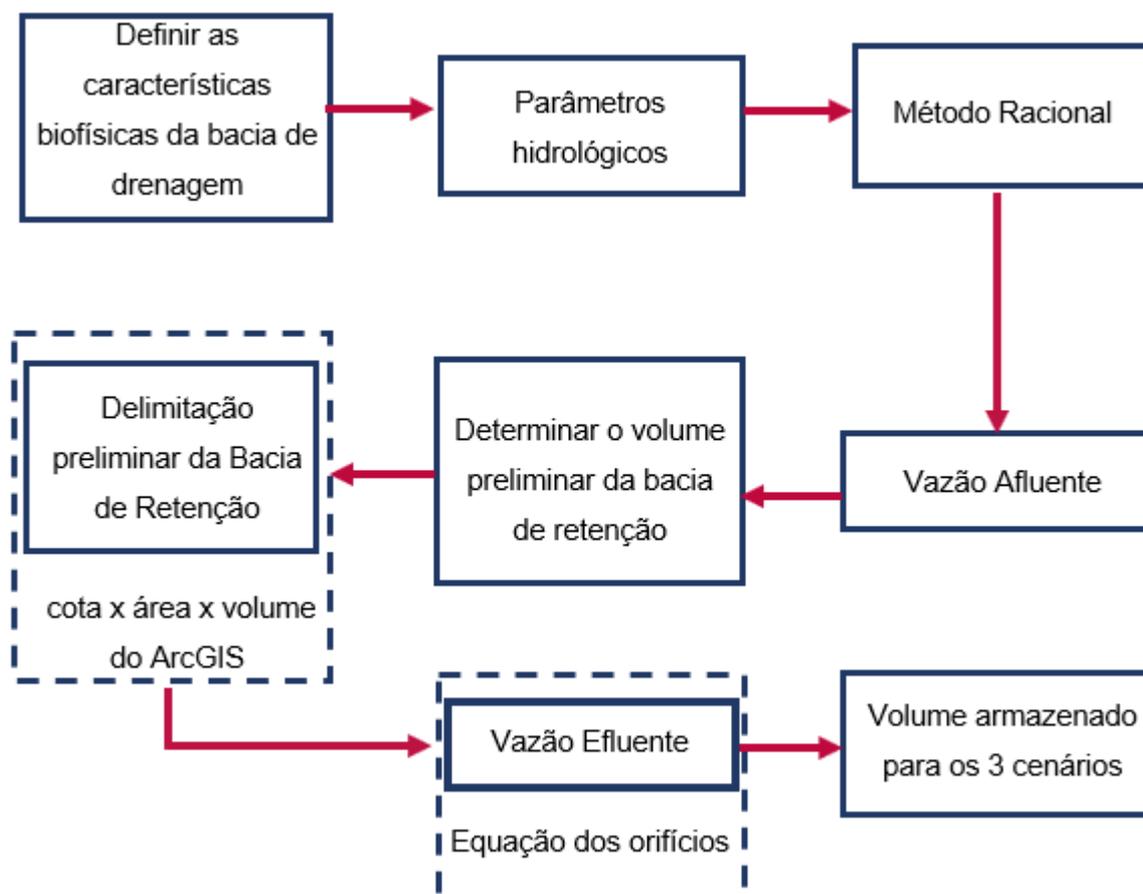
Segundo Mano (2008), quando ocorre o escoamento a montante, observa-se condutas parcialmente cheias, onde a altura a montante, a geometria da estrutura de entrada e a área da seção transversal fazem com que a capacidade de vazão nos canais seja controlada. Entretanto, quando o escoamento superficial é a jusante, a capacidade de vazão é dada através de vários fatores como:

- Perda de carga na seção de entrada;
- Carga hidráulica a montante;
- Rugosidade, comprimento, diâmetro ou altura do conduto ou canal;
- Declividade;
- Carga hidráulica a jusante.

Para o dimensionamento da bacia de contenção foram utilizadas algumas metodologias propostas por outros autores, como a metodologia desenvolvida por Franco (2004) que atribui uma sequência de métodos efetivos para os cálculos de volume armazenado, em contrapartida, utilizou-se também a metodologia proposta por São Paulo (1999) que estabelece as diretrizes para projetos de drenagem.

Deste modo, através da conciliação dessas metodologias, foi efetivada a seguinte sequência de passos demonstrados na Figura 14.

Figura 14 – Algoritmo de dimensionamento de bacias de contenção para gestão do escoamento



Fonte: LIMA, SILVA e RAMINHOS (2006).

4.2.1 Características Biofísicas da Bacia de Drenagem

As características biofísicas da bacia de drenagem devem incluir o levantamento dos seguintes aspectos:

- A avaliação do nível de cheia;
- Disponibilidade de espaço físico;
- Capacidade de drenagem.

Deste modo, deve-se atentar a priorização dos recursos naturais e as condições geomorfológicas naturais, minimizando extensas movimentações de terra e conseqüentemente o aumento do valor monetário para a implantação da obra (LIMA, SILVA e RAMINHOS, 2006).

4.2.2 Parâmetro Hidrológicos

4.2.2.1 Período de Retorno

Denomina-se período de retorno, a quantidade de anos para que ocorra a incidência de uma determinada precipitação ou que a mesma seja superada, sendo a frequência com que esse evento ocorre historicamente (GRIBBIN, 2014).

O período de retorno é definido através da equação 1:

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

P: é a probabilidade do evento ser superado ou igualado em um ano

T_r : é período de retorno (anos).

Através do período de retorno e da vida útil da obra podem ser estimados os riscos de falha da obra, sendo o T_r relacionado as precipitações, nas quais são analisados uma grande quantidade de dados de precipitação de um logo período de tempo relativamente de 30 a 40 anos e uma série de duração parcial, para que posteriormente os dados relacionados a bacia de drenagem sejam analisados.

Para efetuar o cálculo do risco de falha utiliza-se a equação 2:

$$R = \left[1 - \left(1 - \frac{1}{T_r} \right)^n \right] \cdot 100 \quad (2)$$

R é o risco de falha durante a vida útil (%);

n é a vida útil da obra (anos).

Os períodos de retorno podem ser atribuídos de acordo com o tipo de obra que será realizada, como demonstrado no Quadro 2.

Quadro 2 - Períodos de retorno para projetos de drenagem urbana

Característica do Sistema	T_r (anos)
Microdrenagem	2 a 10
Macro drenagem	25 a 50
Grandes corredores de tráfego e áreas vitais para a cidade	100
Áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controle de emergências, etc.	500
Quando há risco de perdas de vidas humanas	100 (mínimo)

Fonte: SILVA (2017).

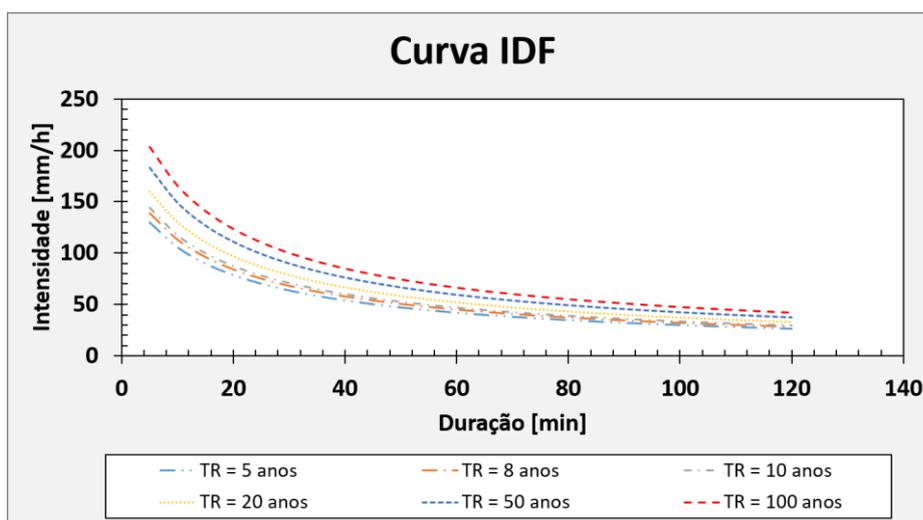
Para o projeto os períodos de retorno mais indicados são os de 25, 50 e 100 anos, que se deve a relevância de ser uma área afetada por alagamentos, necessitando de estruturas de macro drenagem, adequando-se ao quadro 2.

4.2.2.2 Intensidade de Precipitação

A intensidade da precipitação é estimada através da relação entre a duração da precipitação e período de retorno, visto que quanto menor for o tempo de concentração, maior será a intensidade da precipitação, e conseqüentemente uma maior vazão específica média será adotada. Deste modo, quando o período de retorno for alto, resultará em uma intensidade de precipitação e vazão específica média baixas (TUCCI, 2001).

Para a definição da chuva de um projeto, em obras de reservatórios, faz necessário a utilização de chuvas padronizadas, que em alguns casos, são obtidas através da relação IDF e em outros casos com uso de dados pluviométricos efetivos (CANHOLI, 2005).

Figura 15 - Exemplo de curvas IDF



Fonte: NÓBREGA (2019).

De acordo com Silva (2017), as curvas IDF são geradas a partir de equações que relacionam dados provenientes de episódios de chuvas intensas, sendo diferentes para cada região, que são desenvolvidas a partir de dados de séries históricas analisadas. Estas equações são apresentadas no modelo da equação 3:

$$i = \frac{k \cdot T_r^a}{(t + b)^c} \quad (3)$$

i é a intensidade de precipitação em mm/h

T_r é o período de retorno em anos;

t é a duração da precipitação em minutos, que é calculado através T_c do seja qual for o método utilizado;

k , a , b , c são parâmetros que variam de acordo com a localidade, sendo pra os valores para Francisco Beltrão de $k = 1012,28$; $a = 0,182$; $b = 9$; $c = 0,76$.

Como foi utilizado o Método Racional, o tempo de duração da precipitação (t) é numericamente igual ao tempo de concentração (T_c).

4.2.2.3 Tempo de Concentração

De acordo com Bichança (2008), quanto maior a impermeabilização das bacias, maiores serão as velocidades de escoamento superficial e menor será o tempo

necessário para que toda a área da bacia contribua para o escoamento em seu trecho final. Através da diminuição do tempo de concentração, haverá ocorrência de chuvas mais curtas que darão início a uma maior intensidade de precipitação (i), que acabam induzindo a uma maior vazão de afluente sobre o sistema de drenagem ou aos corpos receptores. Devido a isso, duas implicações são recorrentes quando houver um menor tempo de concentração, sendo eles:

- Vazões maiores correspondem a precipitações de durações menores;
- Vazões afluentes superiores resultarão em maiores velocidades de escoamento.

Para a determinação do tempo de concentração, há uma grande variedade de equações que tem como variação alguns parâmetros, pois o tempo de concentração depende integralmente do tamanho da área da bacia hidrográfica de estudo.

Na Equação 4, é demonstrada a fórmula de Kirpish, sendo esta adotada para a determinação do T_c , esta metodologia é aplicada em bacias rurais, com declividades de 3% a 10%, com área máxima de 0,50 km². Mesmo que a área de estudo é urbana, a fórmula ainda é considerada válida, devido a baixa urbanização do local

$$T_c = 3,989 \cdot L^{0,77} \cdot s^{-0,385} \quad \leftrightarrow \quad T_c = 12,89 \text{ min} \quad (4)$$

Onde: T_c é o tempo de concentração em minutos;

L é a largura do talvegue em km;

s é a declividade em m/m;

C é coeficiente de deflúvio;

4.2.3 Método Racional

De acordo com Tucci (2005), o método racional pode ser utilizado para bacias de 2 km² de área, desde que represente as definições de escoamento e condições de projeto estabelecidas, nas quais utilizam fatores que são agregados em dois conjuntos:

Controles de jusante: são condicionantes na rede de drenagem, nos quais buscam modificar o escoamento a montante, podendo fazer o estreitamento do rio através de pontes, aterros, mudanças de seção, reservatórios e oceano, tendo como

finalidade a redução da vazão do rio independentemente da capacidade local de escoamento.

Controles locais: Definem a capacidade de cada secção do rio de conduzir um determinado volume de água. A capacidade local de escoamento depende da área da seção, da largura, do perímetro e da rugosidade, portanto, para maiores capacidades de escoamento, menores níveis de água.

A equação 5, representa o cálculo de vazão através do método racional:

$$Q_p = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A \quad (5)$$

Onde: Q_p = vazão de pico em m³/s;

C = coeficiente de deflúvio (adimensional);

i = intensidade de precipitação (mm/h);

A = área total da bacia de drenagem (km²).

Para encontrar os valores do coeficiente de deflúvio, utiliza-se o Quadro 3:

Quadro 3 – Coeficiente de deflúvio ou escoamento superficial.

Natureza da Superfície	Valores de C
Telhados perfeitos, sem fugas	0,70 a 0,95
Superfícies asfaltadas em bom estado	0,85 a 0,90
Pavimentações de paralelepípedos, ladrilhos ou blocos de madeira com juntas bem tomadas	0,75 a 0,85
Para superfícies anteriores sem as juntas tomadas	0,50 a 0,70
Pavimentações de blocos inferiores sem as juntas bem tomadas	0,40 a 0,50
Estradas macadamizadas	0,25 a 0,60
Estradas e passeios de pedregulho	0,15 a 0,30
Superfícies não revestidas, pátios de estrada de ferro e terrenos descampados	0,10 a 0,30
Parques, jardins, gramados e campinas, dependendo da declividade do solo e a natureza do subsolo	0,01 a 0,20

Fonte: adaptado de CAMPOS (2007), apud VILLELA & MATTOS (1974).

4.2.4 Vazão Afluente

O cálculo de vazão afluente considerou que a bacia estava totalmente urbanizada, porém respeitando as áreas já ocupadas por vegetação nativa, cuja supressão é proibida no estado do Paraná, e foram estabelecidos os valores utilizados no método do hidrograma da fórmula racional, seguindo os parâmetros da equação 6.

Para a obtenção dos valores relativos ao Coeficiente de deflúvio (C) e área da bacia, foi realizada a classificação de acordo com os valores correspondentes ao Quadro 3, através de média ponderada dos valores de C e o peso da área ocupada, através dados referentes ao uso e ocupação do solo demonstradas em Brasil (2020).

Deste modo, o coeficiente de deflúvio considerou os valores para a bacia totalmente urbanizada demonstrados na Tabela 2 e expressos na Figura 16.

Tabela 2 - Uso e ocupação do solo da bacia totalmente urbanizada para determinação de escoamento superficial

Uso e Ocupação do Solo	Bacia Urbanizada (m ²)	C
Pastagens/ gramados	-	0,30
Agrícola	-	0,30
Floresta	169.056	0,10
Asfalto	13.032	0,83
Solo exposto	-	0,40
Telhado	-	0,85
Edificação muito densa	222.212	0,82
Edificação não muito densa	-	0,65
Coeficiente de escoamento superficial (C) ponderado	0,52	-

Fonte: BRASIL (2020).

Figura 16 - Uso e ocupação do solo com a bacia totalmente urbanizada.



Fonte: BRASIL (2020).

Para o cálculo das precipitações de projeto para cada período de retorno, foi utilizada a Equação 4, onde as constantes correspondentes ao município de Francisco Beltrão foram substituídas na fórmula e foi utilizado o T_c de 12,89, correspondentes a duração da chuva, obtendo-se a Tabela 3.

Tabela 3 – Precipitações de projeto para a bacia de drenagem da referida área de estudo de Francisco Beltrão

Precipitação de projeto	Período de Retorno da Precipitação (anos)		
	25	50	100
Intensidade (mm/h)	174,19	197,60	224,18

Fonte: Autoria própria (2021).

Através da Equação 5 do Método Racional, foram alcançados os valores de vazões máximas afluentes para a bacia totalmente urbanizada, sendo estas divididas para cada período de retorno, expressas na Tabela 4.

Tabela 4 - Vazões máximas em m³/s e m³/h obtidas para uso e ocupação do solo da bacia totalmente urbanizada.

Vazão máxima (Q _p) Bacia Urbanizada	Período de Retorno da Precipitação (anos)		
	25	50	100
m ³ / s	10,18	11,55	13,10
m ³ / h	36.650,3	41.575,9	47.168,41

Fonte: Autoria própria (2021).

4.2.5 Volume Preliminar da Bacia de Contenção

O volume preliminar foi calculado para 3 condições, com período de retorno de 25, 50 e 100 anos, tendo como finalidade apenas obter a relação cota x volume para o cálculo da vazão efluente, pois a vazão efluente depende da variável carga hidráulica, que até o momento é desconhecida.

Para calcular o volume preliminar da bacia de contenção foi utilizado a metodologia proposta por Franco (2004), na qual foram feitas as seguintes considerações:

1. A bacia de estudo se enquadra em bacias pequenas;
2. Vazão efluente será calculada através da equação dos orifícios (tubulação muito curta);
3. A variação dos valores da vazão efluente depende da variação de carga hidráulica, sendo essa de 1 para \sqrt{h} ;
4. A variação da vazão efluente é parabólica, e será demonstrada graficamente após o cálculo das 3 condições.

Deste modo, seguindo as considerações fez uso das equações 6 e 7, que são sugeridas por Franco (2004) para bacias de descarga livre, vertedores ou descargas de fundo, devido ao fato de a bacia de estudo possuir uma tubulação muito curta na base.

$$i_s = \frac{k \cdot T^a}{(t_c + b)^c} \cdot \left[1 - \frac{c \cdot t}{t_c + b} \right] \quad (6)$$

$$V_d = \frac{C \cdot A}{k_1} \cdot \left[\frac{k \cdot T^a}{(t_c + b)^c} - \frac{2i_s}{3} \right] \cdot t_c \cdot k_2 \quad (7)$$

Onde: V_d = volume contenção da bacia;

i_s = intensidade efluente, equivalente;

k_1, k_2 = fator de conversão de unidades;

C = coeficiente de escoamento (adimensional);

A = área da bacia (km^2);

T = tempo de recorrência (anos);

t_c = duração da chuva (min);

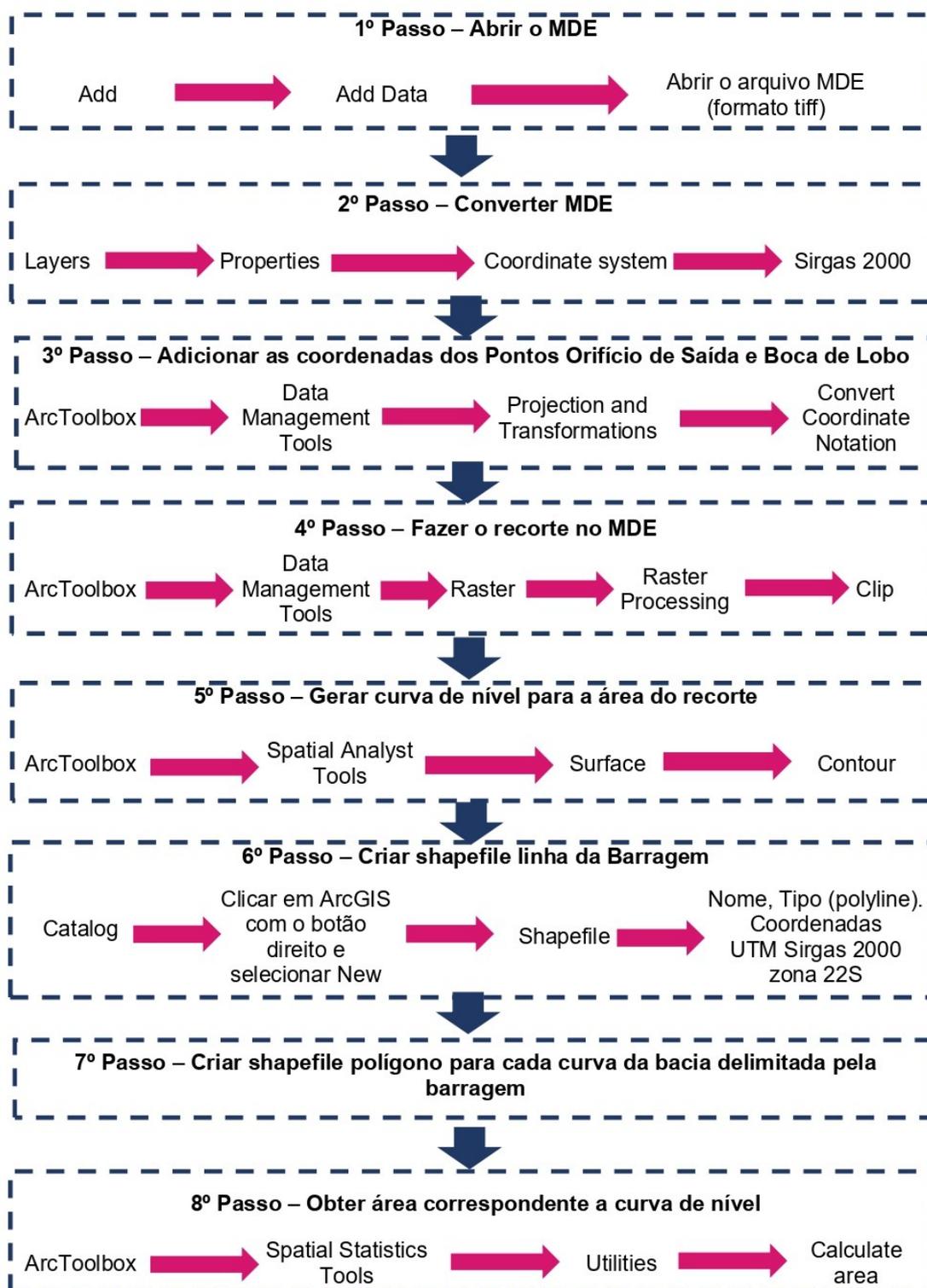
k, a, b, c = parâmetros das relações de chuva (IDF);

Sendo os valores de conversão para os fatores k_1, k_2 de 3,6 e 60 respectivamente.

4.2.6 Delimitação Preliminar da Bacia

Com a utilização do software ArcGIS, e do MDE da área urbana de Francisco Beltrão, cuja resolução espacial é de 7 metros e escala 1:79,017, foram realizados os seguintes passos demonstrados no fluxograma da Figura 17.

Figura 17 – Fluxograma dos passos realizados no ArcGIS



FONTE: Autoria Própria (2021).

Inicialmente realizou-se a abertura do arquivo do MDE da área urbana de Francisco Beltrão, logo em seguida o MDE foi convertido de WGS84 para SIRGAS 2000, pois este é o Datum adotado para coordenadas do Brasil. Posteriormente,

através de um documento de texto contendo as coordenadas dos pontos Orifício de saída e boca de lobo, demonstradas na Tabela 1, foi criado um *layer* cujo os pontos correspondiam as tais coordenadas.

Posteriormente foi elaborado um recorte no MDE na área de entorno dos pontos de drenagem, para otimizar a geração das curvas de nível apenas na área do recorte, uma vez que não há necessidade de geração das curvas de nível para o MDE completo, o que poderia acabar sobrecarregando o software.

As curvas de nível foram geradas para a área do recorte do MDE, sendo elas feitas primeiramente em intervalos de 1 metro, e depois intervalos de 50 centímetros.

Subsequentemente, foi criado um arquivo shapefile de formato linha de nome Barragem na qual corresponde ao Dique de Jusante, por se tratar de um método de tentativas e adotando como altura máxima preliminar de 18 metros, a linha Barragem teve como referência o ponto Orifício de saída, sendo traçada a 18 curvas de 1m de cada lado do ponto, como demonstrado na Figura 20.

As áreas correspondentes as cotas foram obtidas através das equações 8, 9 e 10 que mostram a área total ($Area_t$) das cotas foram delimitadas até a linha de barragem, e depois subtraídas as áreas inferiores, na qual essa sequência foi utilizada até a cota máxima, para que não houvesse problemas de sobreposição de áreas no cálculo do volume.

$$Area_{1m} = Area_{t1m} - Area_{0,5m} \quad (8)$$

$$Area_{1,5m} = Area_{t1,5m} - (Area_{1m} + Area_{0,5m}) \quad (9)$$

$$Area_{1,5m} = Area_{t2m} - (Area_{1,5m} + Area_{1m} + Area_{0,5m}) \quad (10)$$

As curvas de 50 centímetros, tem a finalidade de mostrar o volume total armazenado na bacia de acordo com a pequena variação entre uma curva e outra, sendo este volume obtido através das Equação 11:

$$V_r = (Area_{0,5} * 0,5 m) + \left(\left(\frac{Area_{0,5} + Area_{1}}{2} \right) * 0,5m \right) + \dots + \left(\left(\frac{Area_{17,5} + Area_{18}}{2} \right) * 0,5m \right) \quad (11)$$

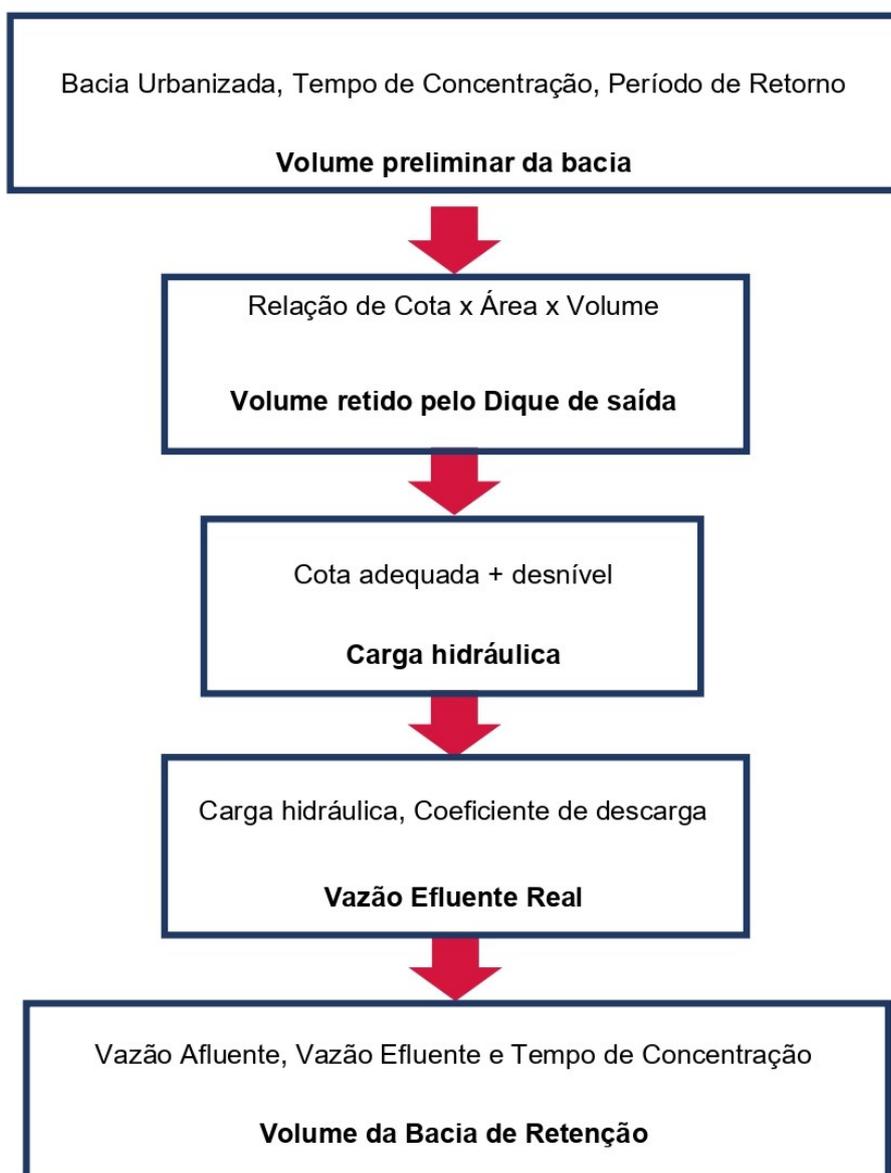
Onde: V_r : volume retido pela barragem;

Área: área varia de acordo com a curva de nível, partindo da de 0,5 cm até a de 18 m;

4.2.7 Método numérico para o cálculo do volume real da Bacia de Contenção

Para o cálculo do volume real da bacia de contenção foram feitas algumas associações de variáveis, pois como se trata de um método de tentativas, é necessário que sejam estabelecidos alguns valores para que o cálculo seja o mais próximo a realidade, da qual foi demonstrado pelo fluxograma da Figura 18.

Figura 18 - Fluxograma das etapas do cálculo do volume real da bacia de contenção



Fonte: Autoria própria (2021).

Primeiramente foi calculada a vazão máxima que passará pela tubulação curta, de modo que a carga hidráulica foi estabelecida com relação aos valores de cota mais adequada ao volume retido pela barragem, ou seja, adotou-se a cota correspondente ao volume retido pela barragem próximo ao volume preliminar da bacia.

A classificação de tubulação curta foi feita através da metodologia proposta por Azevedo Neto (1998), na qual especifica que para $20 < L/D < 300$, e atribui valores para o coeficiente de descarga (C_d) representados na Tabela 5 que através de interpolação linear da relação L/D , onde os valores correspondentes a essa relação são demonstrados na Tabela 6.

Tabela 5 - Valores práticos do Coeficiente de Descarga (C_d)

L/D	Valores práticos de C_d
300	0,33
200	0,39
150	0,42
100	0,47
90	0,49
80	0,52
70	0,54
60	0,56
50	0,58
40	0,64
30	0,70
20	0,73

Fonte: AZEVEDO NETO (1998).

Tabela 6 – Valores utilizados para estabelecer a relação L/D e o Coeficiente de descarga.

L	D	L/D	Valores práticos de C_d
219,48 m	0,8 m	274,35	0,3454

Fonte: Autoria própria (2021).

De acordo com Gribbin (2014), o coeficiente de descarga, c , é uma constante de proporcionalidade adimensional, responsável pela redução do fluxo em razão da perda de carga no ponto de entrada até o ponto de saída.

A carga hidráulica utilizada obtida através da soma entre o desnível do ponto de entrada até o ponto de saída e cota da bacia de contenção mais adequada menos

a metade do diâmetro do orifício, sendo demonstrada pela equação 12, onde a carga hidráulica atua no centro do orifício.

$$h = \text{Desnível} + \left(\text{cota} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (12)$$

$$Q_e = c \cdot a \cdot \sqrt{2g \cdot h} \quad (13)$$

Onde: Q_e = vazão efluente (m³/s)

c = coeficiente de descarga (adimensional)

a = área de seção transversal do orifício (m²)

g = aceleração da gravidade (m/s²)

h = carga hidráulica (m)

$\text{Desnível} = 9,28$ m

4.2.8 Delimitação Real da Bacia de Contenção

A bacia de contenção foi dimensionada para 3 condições de risco de falha de obra, associadas aos períodos de retorno de 25, 50 e 100 para condições 1, 2 e 3 respectivamente, depois de obtidos os valores referentes ao volume armazenado na bacia de contenção foram extraídas algumas informações do software ArcGIS, sendo elas referentes à área da bacia em sua capacidade máxima, e o comprimento e altura do dique de jusante apenas como demonstração, visto que o dimensionamento estrutural não é o objetivo deste trabalho.

Foi delimitada também a Área de Preservação Permanente – APP para cada condição proposta, sendo esta obtida na delimitação de área de 30 m de cada lado do córrego do local. Pois, através da APP fica expresso legalmente a manutenção da conservação natural dessa área, impedindo por exemplo a construção de algum empreendimento.

Em sequência foi importado para o Google Earth os shapefile correspondentes às condições de estudo, para a visualização de cada polígono sobre a área de contenção.

4.3 Cálculo do Período de Retorno Atual

Devido a importância de comparar aos resultados atuais com os resultados obtidos neste projeto, fez-se necessário o cálculo do período de retorno que drena atualmente no qual a tubulação foi dimensionada. Deste modo, primeiramente considerou-se a capacidade máxima de drenagem pela tubulação pela equação da continuidade com a equação de velocidade de Manning.

$$R_H = \frac{A_H}{P_H} \leftrightarrow R_H = \frac{\pi D^2/4}{\pi D} \leftrightarrow R_H = \frac{D}{4} \quad (14)$$

$$V = \frac{R_H^{2/3} \cdot s^{1/2}}{n} \quad (15)$$

$$Q = V \cdot A_H \leftrightarrow Q = A_H \cdot \frac{R_H^{2/3} \cdot s^{1/2}}{n} \quad (16)$$

Onde: D = diâmetro da tubulação (m);

P_H = perímetro molhado (m)

R_H = raio hidráulico (m);

V = velocidade (m/s);

s = declividade (m/m);

n = coeficiente de Manning (0,018 para tubulações de concreto);

Q = vazão (m³/s);

A_H = Área molhada (m²).

Através da vazão obtida pela Equação 16, foi substituído os valores na Equação 5, para que o valor de intensidade de precipitação pudesse ser obtido, em sequência esse valor foi substituído na Equação 3 para o cálculo do valor do período de retorno atual.

Desta forma é possível afirmar numericamente o subdimensionamento ou não dimensionamento da tubulação utilizada na drenagem do local.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Volume Preliminar Detido

O cálculo do volume detido foi obtido através da metodologia proposta por Franco (2004), onde os valores para cada parâmetro estão expressos na Tabela 6.

Tabela 6 - Volume preliminar detido na bacia para diferentes períodos de retorno

Parâmetros	Período de Retorno da Precipitação (anos)		
	25	50	100
Intensidade efluente (mm/h)	96,23	109,17	123,85
Volume de contenção da bacia (m ³)	4.149,15	4.702,9	5.335,6

Fonte: Autoria própria (2021).

5.2 Geoprocessamento do Modelo Digital de Elevação

Com o Modelo Digital de Elevação por meio de técnicas de geoprocessamento, foi feita a delimitação da linha correspondente ao Dique de Jusante, uma vez que este deveria passar paralelo as curvas de nível, para que os ângulos nas laterais da bacia fossem semelhantes.

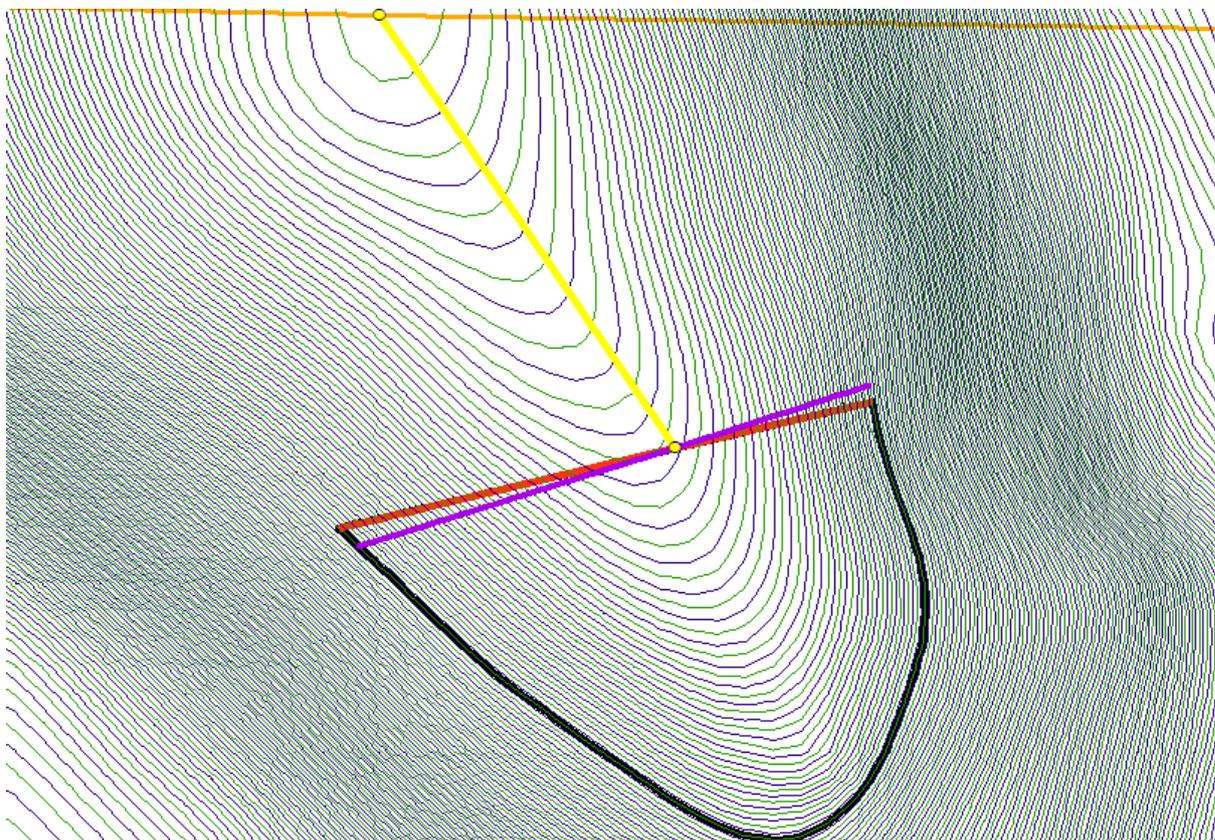
Porém depois de traçada a linha paralela, observou-se que a mesma deveria ser um pouco inclinado, pois com a inclinação original ela afetaria residências próximas a bacia, deste modo optou-se por uma linha um pouco inclinada em relação as curvas de nível do terreno, para que não houvesse esse tipo de limitação.

Na Figura 19 (escala 1:2,5), é demonstrada a linha em roxo como o dique de jusante paralelo as curvas de nível do terreno e na linha em vermelho há o dique de jusante inclinado, sendo este utilizado na delimitação da bacia, em relação as curvas de nível, as representadas em roxo demonstram equidistância de 0,5 m e as em verde a equidistância em 1 m, sendo a primeira em relação ao dique de jusante de 0,5 m, a segunda de 1m, a terceira de 1,5m e assim respectivamente até o limite do recorte.

As linhas correspondentes ao dique de jusante tem como ponto de referência o ponto de entrada da tubulação muito curta, de modo que foram feitas curvas até 18 metros em ambos os lados apenas como cota máxima, mesmo que este valor só será

utilizado caso o volume definitivo seja compatível com esta cota, fechando o polígono preeliminar da bacia.

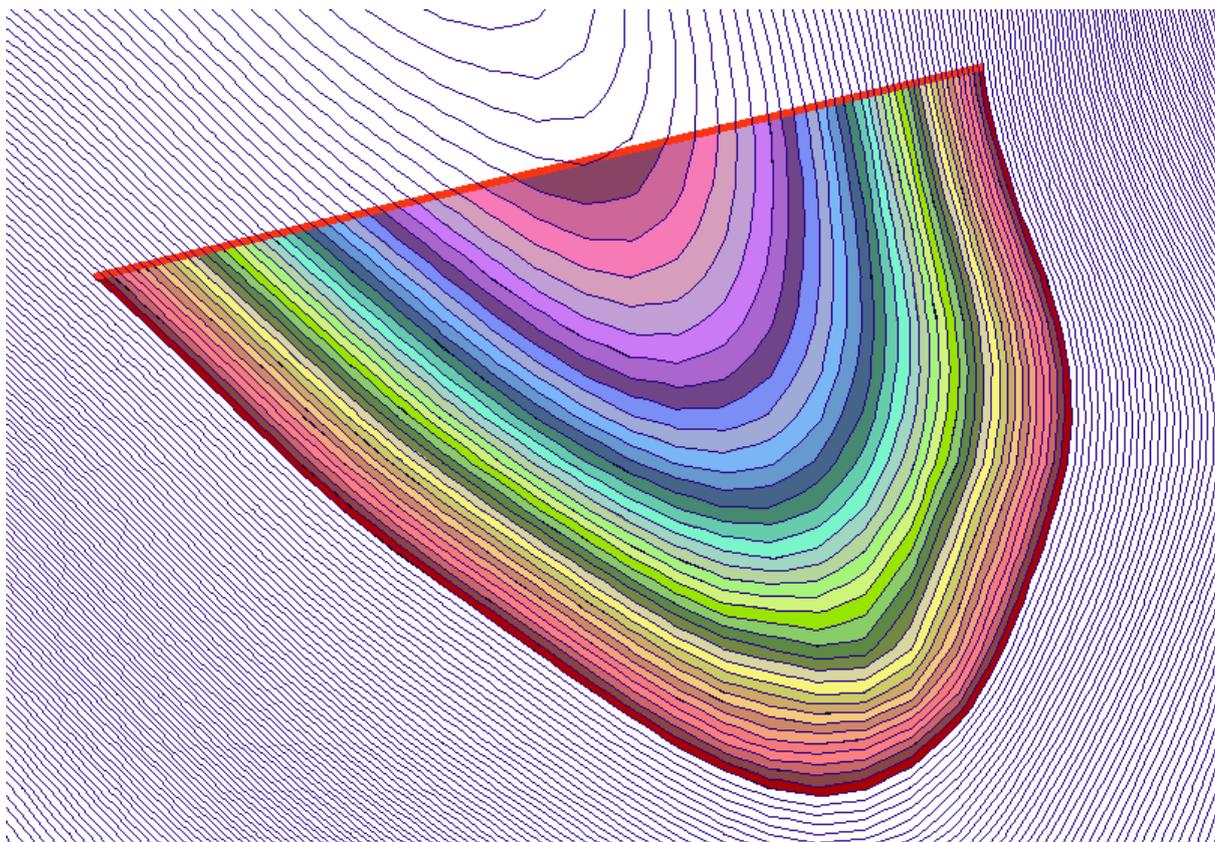
Figura 19 - Representação das diferentes linhas de Dique de Jusante e da tubulação muito curta.



Fonte: Autoria própria (2021).

Para a obtenção das áreas correspondente a cada curva de nível, foi criado um polígono individual para cada uma, sendo esta área delimitada até o Dique de Jusante e equidistância entre as curvas de 0,5 m, sendo representado de maneira efetiva a delimitação de cada polígono para cada área, como na Figura 20 (escala 1:1,5).

Figura 20 - Demonstração das curvas de nível da área da bacia de contenção



Fonte: Autoria própria (2021).

Depois de obtido os valores das áreas de cada cota das curvas de nível, foi criada a Tabela 7 que registra o volume em para cada cota e também o volume acumulado, sendo este a soma dos volumes das cotas anteriores, deste modo é possível demonstrar qual será a carga hidráulica para o cálculo das vazões efluentes para cada período de retorno.

Tabela 7 - Valores obtidos através do ArcGIS da relação entre cota e volume

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	Volume Acumulado (m ³)
0,50	302,71	151,36	151,4
1,00	504,920	201,91	353,3
1,50	589,350	273,57	626,8
2,00	640,070	307,36	934,2
2,50	701,360	335,36	1269,5
3,00	760,060	365,36	1634,9
3,50	745,68	376,44	2011,3
4,00	766,70	378,10	2389,4
4,50	798,95	391,41	2780,8
5,00	770,30	392,31	3173,2
5,50	782,71	388,25	3561,4
6,00	787,33	392,51	3953,9
6,50	786,76	393,52	4347,4
7,00	774,78	390,39	4737,8
7,50	769,00	385,95	5123,8
8,00	779,80	387,20	5511,0
8,50	769,81	387,40	5898,4
9,00	756,32	381,53	6279,9
9,50	762,52	379,71	6659,6
10,00	817,37	394,97	7054,6
10,50	748,21	391,40	7446,0
11,00	790,65	384,72	7830,7
11,50	778,11	392,19	8222,9
12,00	771,25	387,34	8610,2
12,50	770,63	385,47	8995,7
13,00	771,88	385,63	9381,3
13,50	766,11	384,50	9765,8
14,00	745,25	377,84	10143,7
14,50	761,51	376,69	10520,4
15,00	772,03	383,39	10903,7
15,50	762,55	383,65	11287,4
16,00	769,06	382,90	11670,3
16,50	778,18	386,81	12057,1
17,00	781,87	390,01	12447,1
17,50	776,01	389,47	12836,6
18,00	778,72	388,68	13225,3

Fonte: Autoria própria (2021).

5.3 Vazão Efluente e Volume Armazenado na Bacia

Na tabela 8 são demonstrados os valores de vazão efluente em relação a cota e a carga hidráulica, obtidas através da relação dos valores da Tabela 7.

Tabela 8 - Valores de Vazão Efluente em relação a cota e a carga hidráulica

Cotas (m)	Carga Hidráulica (m)	Vazão Efluente	
		m³/s	m³/h
0,50	9,38	2,353826	8473,772
1,00	9,88	2,415746	8696,687
1,50	10,38	2,476119	8914,029
2,00	10,88	2,535055	9126,196
2,50	11,38	2,592651	9333,542
3,00	11,88	2,648995	9536,381
3,50	12,38	2,704165	9734,994
4,00	12,88	2,758232	9929,635
4,50	13,38	2,811259	10120,53
5,00	13,88	2,863305	10307,9
5,50	14,38	2,914421	10491,92
6,00	14,88	2,964656	10672,76
6,50	15,38	3,014054	10850,59
7,00	15,88	3,062655	11025,56
7,50	16,38	3,110497	11197,79
8,00	16,88	3,157614	11367,41
8,50	17,38	3,204039	11534,54
9,00	17,88	3,2498	11699,28
9,50	18,38	3,294926	11861,73
10,00	18,88	3,339442	12021,99
10,50	19,38	3,383372	12180,14
11,00	19,88	3,426739	12336,26
11,50	20,38	3,469564	12490,43
12,00	20,88	3,511867	12642,72
12,50	21,38	3,553667	12793,2
13,00	21,88	3,59498	12941,93
13,50	22,38	3,635824	13088,97
14,00	22,88	3,676215	13234,37
14,50	23,38	3,716166	13378,2
15,00	23,88	3,755692	13520,49
15,50	24,38	3,794807	13661,31
16,00	24,88	3,833523	13800,68
16,50	25,38	3,871851	13938,66
17,00	25,88	3,909804	14075,29
17,50	26,38	3,947392	14210,61
18,00	26,88	3,984625	14344,65

Fonte: Autoria própria (2021).

A vazão afluyente foi considerada a vazão da bacia urbanizada e a vazão efluente calculada foi a vazão máxima que a tubulação muito curta suporta, sendo o volume armazenado da bacia obtido em função destas vazões, afluyente e efluente.

Deste modo, foi realizada a projeção de 3 condições distintas, sendo para cada condição um período de retorno expressos nas Tabelas 9, 10 e 11.

De acordo com o volume armazenado e as cotas da Tabela 8 é possível demonstrar qual será a altura máxima do dique de jusante (barragem) que deverá ser executada para cada período de retorno. Visto que o volume armazenado para cada condição de período de retorno não está na capacidade máxima do dique de jusante, sendo a altura da lâmina de água inferior.

Tabela 9 - Condição 1: Dimensionamento da bacia de contenção com Período de retorno de 25 anos.

Parâmetros	Valores
Volume preliminar (V_p)	4.149,15 m ³
Volume retido (V_r)	4.347,4 m ³
Cota adequada	6,5 m
Coeficiente de descarga (c)	0,3786
Aceleração da gravidade (g)	9,8 m/s ²
Área de seção transversal do orifício (a)	0,5026 m ²
Carga hidráulica (h)	15,38 m
Vazão Efluente Real (Q_e)	3,01 m ³ /s ↔ 10.850,59 m ³ /h
Vazão Afluente (Q_a)	10,18 m ³ /s ↔ 36.650,3 m ³ /h
Tempo de concentração (T_c)	12,89 min ↔ 0,215 h
Volume armazenado (V_a)	5.546,93 m ³
Cota do dique de jusante	8,5 m

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 10 - Condição 2: Dimensionamento da bacia de contenção com Período de retorno de 50 anos.

Parâmetros	Valores
Volume preliminar (V_p)	4.702,9 m ³
Volume retido (V_r)	4.737,8 m ³
Cota adequada	7 m
Coeficiente de descarga (c)	0,3786
Aceleração da gravidade (g)	9,8 m/s ²
Área de seção transversal do orifício (a)	0,5026 m ²
Carga hidráulica (h)	15,88 m
Vazão Efluente Real (Q_e)	3,06 m ³ /s ↔ 11.025,56 m ³ /h
Vazão Afluente (Q_a)	11,50 m ³ /s ↔ 41.575,9 m ³ /h
Tempo de concentração (T_c)	12,89 min ↔ 0,215 h
Volume armazenado (V_a)	6.568,32 m ³
Cota do dique de jusante	9,5 m

Fonte: Autoria própria (2021).

Tabela 11 – Condição 3: Dimensionamento da bacia de contenção com Período de retorno de 100 anos.

Parâmetros	Valores
Volume preliminar (V_p)	5.335,6 m ³
Volume retido (V_r)	5.511,0 m ³
Cota adequada	8 m
Coeficiente de descarga (c)	0,3786
Aceleração da gravidade (g)	9,8 m/s ²
Área de seção transversal do orifício (a)	0,5026 m ²
Carga hidráulica (h)	16,38 m
Vazão Efluente Real (Q_e)	3,11 m ³ /s ↔ 11.197,79m ³ /h
Vazão Afluente (Q_a)	13,10 m ³ /s ↔ 47.168,41 m ³ /h
Tempo de concentração (T_c)	12,89 min ↔ 0,215 h
Volume armazenado (V_a)	7.733,7 m ³
Cota do dique de jusante	11,0 m

Fonte: Autoria própria (2021).

5.4 Delimitação da Bacia de Contenção

Por meio do software ArcGIS foram obtidos os valores geométricos de cada condição de período de recorrência, relacionados à área da bacia quando está estiver em sua capacidade máxima, o comprimento do dique de jusante que corresponde a barragem, demonstrados na Tabela 13.

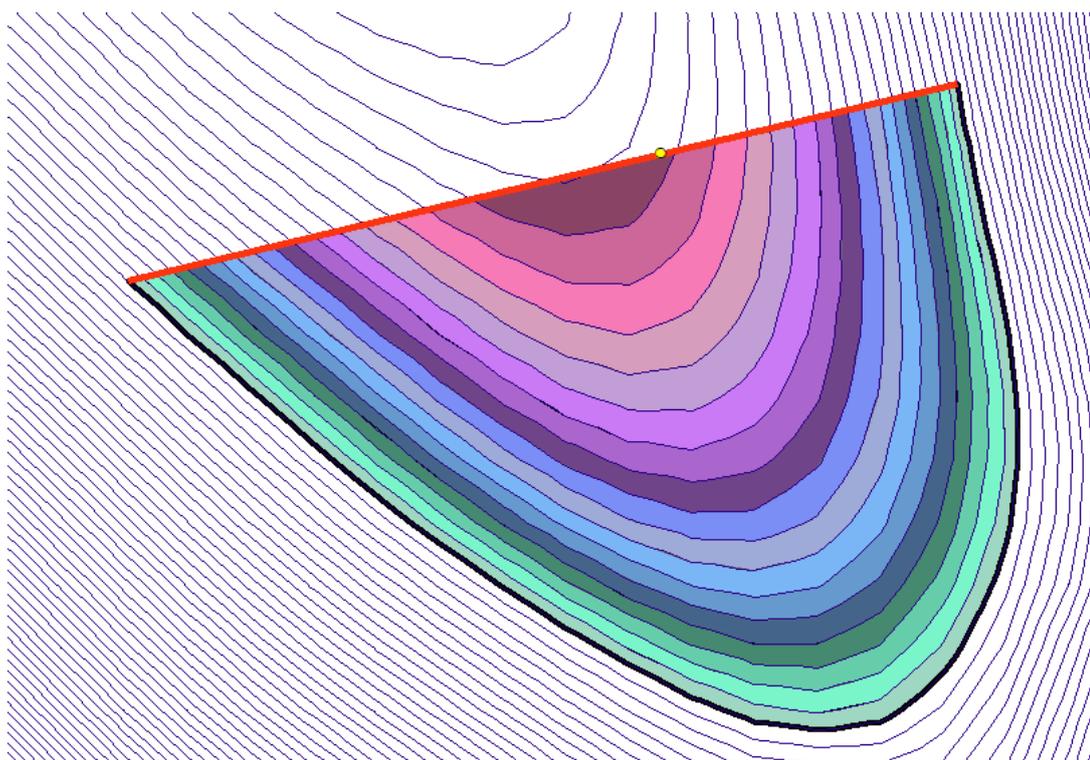
Tabela 12 – Valores geométricos da bacia de contenção referentes às condições propostas

Condições	Período de Retorno Tr (anos)	Área da Bacia (m²)	Altura do Dique de Jusante (m)	Comprimento do Dique de Jusante (m)
Condição 1	25	12.030,29	8,5	151,34
Condição 2	50	13.549,13	9,5	159,23
Condição 3	100	15.905,36	11,0	171,05

Fonte: Autoria própria (2021).

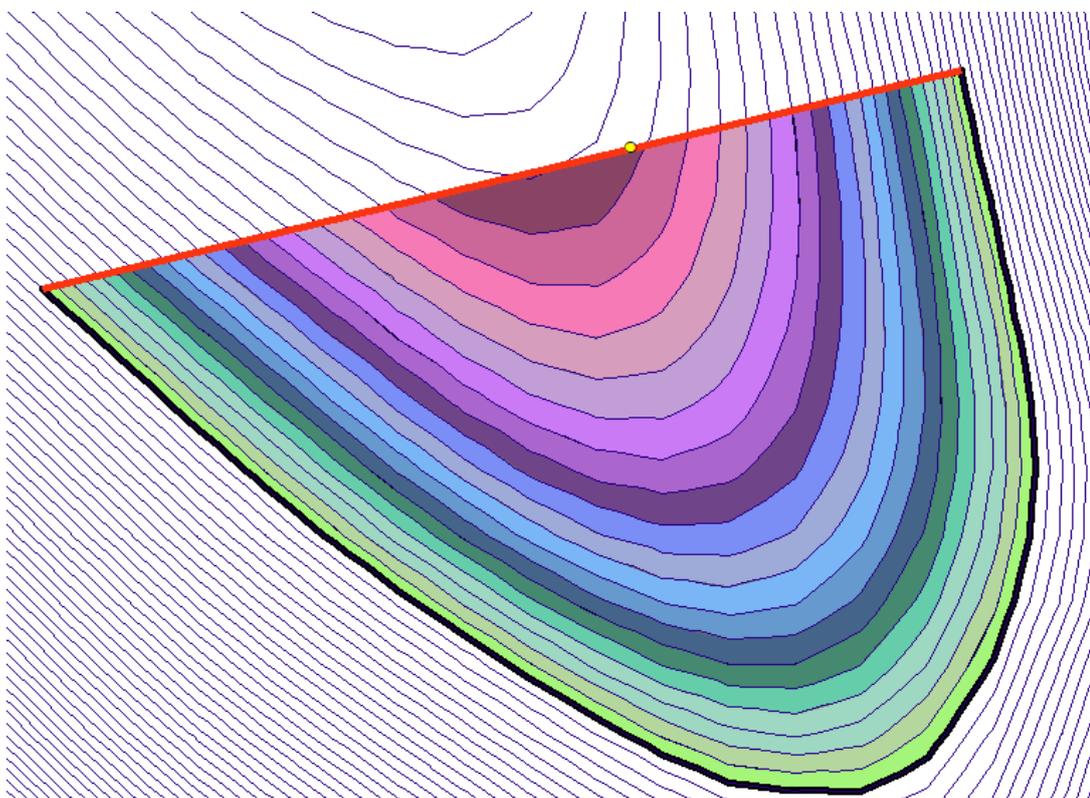
No software ArcGIS foram feitas as demonstrações das diferentes Condições 1, 2 e 3, expressos pelas Figura 21, 22 e 23, onde há a representação das curvas de nível com equidistância de 50 cm, a área delimitada pela linha preta corresponde a área máxima da bacia de contenção, e a linha em vermelho ao dique de jusante que nada mais é que a altura da barragem e o ponto amarelo corresponde ao ponto de entrada do orifício de saída, sendo as escalas das Figuras 22 e 23 de 1:1 e da Figura 24 de 1:1,25.

Figura 21 - Delimitação da bacia de contenção de Tr 25 anos com dique de jusante de 8,5 m.



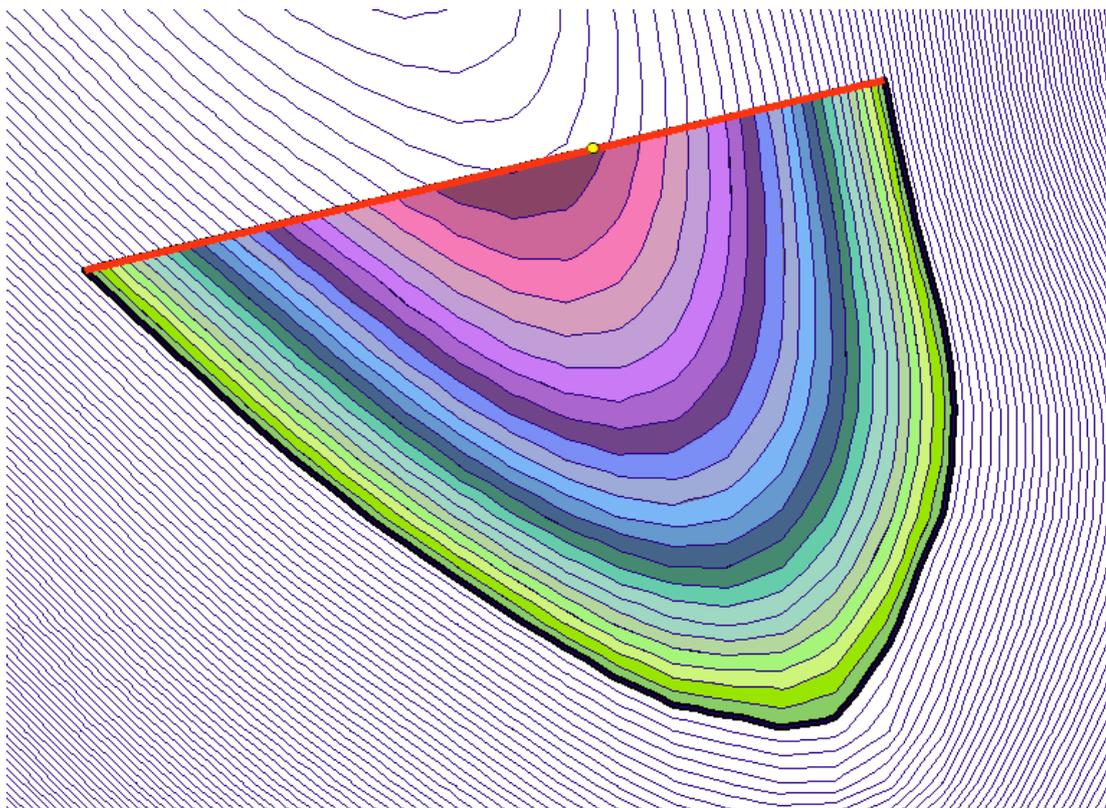
Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 22 - Delimitação da bacia de contenção de Tr 50 anos com dique de jusante de 9,5m



Fonte: Autoria própria (2021).

Figura 23 - Delimitação da bacia de contenção de Tr 100 anos com dique de jusante de 11 m.



Fonte: Autoria própria (2021).

A importação dos shapefile possibilitaram a visualização da bacia de contenção no Google Earth, sendo representada por um polígono para cada condição, além do mais os pontos em amarelo correspondem aos dispositivos de drenagem e a área retangular em azul, demonstra a área afetada pelas inundações.

Figura 24 - Localização da bacia de contenção proposta pela Condição 1

Fonte: Google Earth (2021).

Figura 25 - Localização da bacia de contenção proposta pela Condição 2

Fonte: Google Earth (2021).

Figura 26 -Localização da bacia de contenção proposta pela Condição 3



Fonte: Google Earth (2021).

Na Tabela 13 são representados os valores de área de APP dentro da Área total proposta em cada período de retorno e a porcentagem de APP em cada uma dessas áreas.

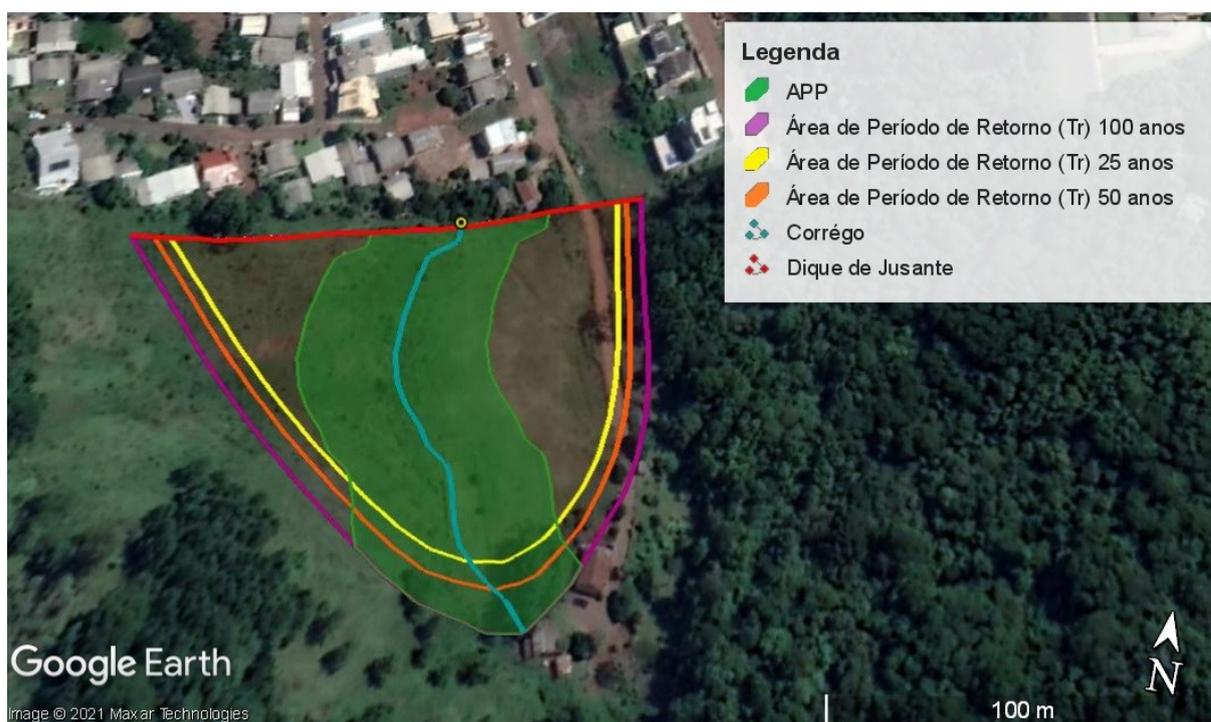
Tabela 13 - Áreas de APP dentro de cada condição de período de retorno

Condições de Tr	Área Total (m ²)	Área de APP (m ²)	% de APP
Condição 1	12.030,29	6.815,42	56,6
Condição 2	13.549,13	7.319,12	54,0
Condição 3	15.905,36	8.147,30	51,2

Fonte: Autoria própria (2021).

A Figura 27 apresenta a localização da bacia de contenção para todas as 3 condições propostas, a linha em azul representa o córrego que passa no local, e o polígono em verde corresponde a Área de Preservação Permanente – APP, delimitada através da distância de 30 metros de cada lado do córrego.

Figura 27 - Localização da bacia de contenção proposta para todas as condições de T_r



Fonte: Google Earth (2021).

5.5 Período de Retorno para a Condição Atual

Para o cálculo do período de retorno atual foi utilizado dados das condições reais do local, sendo os valores demonstrados na Tabela 14.

Tabela 14 - Valores hidráulicos e hidrológicos da condição atual

Parâmetros	Resultados
Área Molhada (A_H)	0,5026 m ²
Perímetro Molhado (P_H)	2,51 m
Raio Hidráulico (R_H)	0,20 m
Coefficiente de Manning (n)	0,018
Velocidade de escoamento (V)	3,89 m/s
Vazão (Q)	1,957 m ³ /s
Coefficiente de deflúvio (c)	0,40
Intensidade de precipitação (i)	43,52 mm/h
Período de Retorno (T_r)	0,012 anos

Fonte: Autoria própria (2021).

Considerando o coeficiente de rugosidade de Manning (n) para concreto sem acabamento de 0,018, obteve-se a vazão para a tubulação de 1,957 m³/s. Desta forma foi calculada a intensidade de precipitação de 43,52 mm/h, através da equação do Método Racional, onde utilizou-se o coeficiente de deflúvio de 0,4, no qual foi extraído de Brasil (2020) para o cenário atual do local.

Quando comparamos a vazão da tubulação atual de 1,957 m³/s com a vazão para o período de retorno de 25 anos, é possível afirmar que há um subdimensionamento, pois a vazão atual é um pouco mais da metade da vazão do Tr de 25 anos, ou seja, a canalização suporta apenas a metade da vazão esperada.

O valor do período de retorno encontrado para a condição atual não representa exatamente a realidade, mas prova que o sistema é subdimensionado, pois as equações utilizadas para este cálculo utilizam uma modelagem de dados observados.

6 CONCLUSÃO

Devido ao fato de o trabalho não ter caráter civil, o dimensionamento do dique de jusante quanto a espessura não efetuada. Uma vez que neste projeto a área abordada é entre a relação dos volumes armazenados e as cotas correspondentes às condições de período de retorno.

Por meio da comparação dos valores da condição atual com os valores obtidos para as 3 condições de período de retorno, conclui-se numericamente o subdimensionamento da tubulação muito curta, uma vez que esta drena uma vazão inferior ao esperado para que não ocorram alagamentos.

O volume armazenado na bacia de contenção foi proposto em 3 condições para que quando houver a implantação do projeto, possa ser feita a escolha de qual período de retorno seja o mais ideal, porém, como a altura do dique de jusante para a condição 3 é de 11 metros, sugere-se que este seja o Tr adequado, pois o dique de jusante desta cota engloba as outras condições, tendo em vista o baixo impacto e a maior segurança.

Para tanto, é preciso considerar que para o Tr de 100 anos, a área ocupada pela bacia de contenção engloba uma residência, na qual o Ministério Público deverá estudar quais medidas serão adotadas, podendo este ser um fator limitante para a escolha de qual condição de Tr será implantada.

Propõe-se que futuramente após a implementação da bacia de contenção seja feita a recomposição paisagística do local, como a criação de um parque ao redor da bacia para o lazer da população residente das proximidades. Visto que a área ocupada pela bacia é parcialmente de APP e também é uma área de fundo de vale, naturalmente suscetível a alagamentos naturais, não sendo indicada para uso residencial.

REFERÊNCIAS

- AZEVEDO NETO, J. M.; FERNÁNDEZ, M. F. **Manual de Hidráulica**. 9. ed. São Paulo: Bluncher, 2015. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521208891/cfi/4!/4/4@0.00:51>. Acesso em: 10 out. 2019.
- BASSO, L.; WEIXTER, C. A.; SILVA, B. M.; ALMEIDA, F. C. Gerenciamento da Drenagem Urbana: Um desafio multidisciplinar e multisetorial. **Revista Conexão Eletrônica**, Três Lagoas, MS, v. 15, n. 1, 2018. ISSN: 2316-6665.
- BATTEMARCO, B. P.; YAMAMOTO, L. M. T.; VEROL, A. P.; REGO, A. Q.; VASCONCELLOS, V. M. N.; MIGUEZ, M. G. Sistemas de espaços livre e drenagem urbana: um exemplo de integração entre o manejo sustentável das águas pluviais e o planejamento urbano. **Paisagem Ambiente – USP**, São Paulo, n. 42, 2018. ISSN: 2359-5361. Disponível em: <http://www.revistas.usp.br/paam/article/view/145186>. Acesso em 26 out 2019.
- BICHANÇA, Maria de Fátima. **Bacias de retenção em zonas urbanas como contributo para a resolução de situações extremas: cheias e secas**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2006. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/12324/2/Texto%20integral.pdf>. Acesso em: 30 out. 2019.
- BRASIL. Ministério Público. **Parecer Técnico 02/2020/PR**. Francisco Beltrão: Ministério Público, 2020.
- CAMPOS, João Batista Neto. **Análise Hidrológica Experimental de Lotes Urbanos Sob Formas Diferenciadas de Ocupação e Controle da Inundação**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2007. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/bitstream/handle/ufscar/4242/2024.pdf?sequence=1>. Acesso em: 11 nov. 2021.
- CARARO, Yassana Carissa Fritsch. **Avaliação da Viabilidade de Implantação de Microreservatórios de Lote como Medida Compensatória de Drenagem Urbana: Estudo de Caso**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Guarapuava, 2019. Disponível em: http://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/11733/1/GP_COECI_2019_2_15.pdf. Acesso em: 30 ago. 2021.
- CARVALHO, Lina Martins de. **Processo de Urbanização em Área de Bacia Endorreica**: caracterização dos padrões de ocupação dos espaços construídos e dos espaços livres de construção em Maceió - AL. 2012. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal de Alagoas. Maceió, 2012. Disponível em: http://www.repositorio.ufal.br/bitstream/riufal/735/1/Dissertacao_LinaMartinsDeCarvalho_2012.pdf. Acesso em: 21 set. 2019.

CSOBI, Atila. **Amortecimento superficial nos sistemas de micro-drenagem em regiões de baixa declividade**. Dissertação de Mestrado (Engenharia Ambiental e Sanitária), Universidade Estadual de São Paulo. São Paulo, 2011. Disponível em: https://teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-11082011-121115/publico/Dissertacao_Atila_Csobi.pdf. Acesso em: 27 out 2019.

KAMURA, Douglas Toshinobu; MORI, Fabio Hideo; OSHIRO, Renato Akyra; NAKAZATO, Rodrigo. **Microdrenagem nas grandes cidades: problemas e soluções**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

GRIBBIN, John E. **Introdução à hidráulica, hidrologia e gestão de águas pluviais**. 4 ed. Editora CENSAGE Learning, Boston, 2014.

_____. **Google Imagens: Exemplos de Bacias de Detenção**. Disponível em: https://www.google.com/search?q=EXEMPLOS+DE+bacias+de+reten%C3%A7%C3%A3o&tbm=isch&ved=2ahUKEwiytYii9_HxAhUzD9QKHS21DiwQ2-cCegQIABAA&oq=EXEMPLOS+DE+bacias+de+reten%C3%A7%C3%A3o&gs_lcp=CgNpbWcQAzoICAAQCBAHEB5QrpooWKq0KGDNUShoAHAAeACAAf4CiAHIEJIBBzAuOS4xLjKYAQCgAQQqAQtnD3Mtd2l6LWltZ8ABAQ&sclient=img&ei=ZOof2YLLzEbOe0Aat6rrgAg&bih=625&biw=1366. Acesso em: 20 jul 2021.

FRANCO, Edu José. **Dimensionamento de Bacias de Detenção das Águas Pluviais com base no Método Racional**. Dissertação de mestrado em Engenharia dos Recursos Hídricos e Ambiental do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2004.

FREITAS, C. M.; XIMENES, E. F.; Enchentes e saúde pública – uma questão na literatura científica recente das causas, consequências e respostas para prevenção e mitigação. **Ciência & Saúde Coletiva**, Rio de Janeiro, v.17, n. 16, p. 1601-1616, 2012. Disponível em: <https://www.scielo.org/article/csc/2012.v17n6/1601-1616/>. Acesso em: 4 mai. 2021.

LIMA, Herlander da Mata Fernandez; SILVA, Evaristo Santos; RAMINHOS, Cristina. **Dimensionamento de Bacias de Contenção do escoamento**. 1º Simpósio de Engenharia Rural, Lisboa, 2006.

MANO, Eduarda Raquel da Costa. **Estudo de bacias de contenção como solução para situações crescentes de urbanização**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/59693/2/Texto%20integral.pdf>. Acesso em: 30 out 2019.

MARTINS, Paulo Alexandre Gouveia. **Manejo de águas pluviais urbanas: estudos de bacia de amortecimento na região metropolitana de São Paulo**. Dissertação de Mestrado (Arquitetura e Urbanismo), Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Campinas, 2006.

MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P.; REZENDE, O. M. **Drenagem Urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade**. 1ª ed. Elsevier Editora Ltda. Rio de Janeiro, 2015.

NÓBREGA, Marcus. **Construção de curvas IDF**. Site engenheiro planilheiro. Disponível em: <https://engenheiroplanilheiro.com.br/produto/construcao-de-curvas-idf/>. Acesso em: 30 out. 2019.

PORTO ALEGRE. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de drenagem urbana**. Prefeitura Municipal de Porto Alegre – RS, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005. Disponível em: http://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/dep/usu_doc/manual_de_drenagem_ultima_versao.pdf. Acesso em: 30 out. 2019.

PORTO, R. M. Metodologia de Cálculo para o Planejamento de Bacias de Contenção. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 8, n. 3, p. 135 – 149, 2003. ISSN: 2318-0331. Disponível em: https://abrh.s3.sa-east-1.amazonaws.com/Sumarios/35/c7b32cef89e6d49b22c9cfd8a44a14bf_a4b4b325983774301b822307e6f3546d.pdf. Acesso em: 26 out 2019.

ReCESA. **Águas pluviais: técnicas compensatórias para o controle de cheias urbanas**. Ministério das Cidades. Secretária Nacional de Saneamento Ambiental, Rede Nacional de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental, Belo Horizonte, 2007. Disponível em: <http://nucase.desa.ufmg.br/wp-content/uploads/2013/08/APU-TCCU.2-e-3.pdf>. Acesso em: 29 out. 2019.

SANTOS, Francine Mendonça dos; LOLLO, José Augusto de. Cartografia digital para estimativa de escoamento superficial visando o planejamento urbano. **Revista Engenharia Sanitária Ambiental**, v. 21, nº 4, Rio de Janeiro, 2016. Disponível em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1413-41522016000400663#B19. Acesso em 18 nov. 2019.

SÃO PAULO. **Diretrizes básicas para o projeto de drenagem urbana no município de São Paulo**. Prefeitura Municipal de São Paulo, São Paulo, 1999. Disponível em: http://www.fau.usp.br/docentes/deptecnologia/r_toledo/3textos/07drenag/dren-sp.pdf. Acesso em: 27 out. 2019.

SILVA, Luiz Afonso Rosa de Lima. **Estudo de amortecimento de vazões de pico e através de uma bacia de contenção e reservatórios de detenção *in loco* em uma sub-bacia hidrográfica no município de Pato Branco – PR**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2017. Disponível em: http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/8607/1/PB_COECI_2017_1_11.pdf. Acesso em: 26 out. 2019.

SILVEIRA, André Luiz Lopes da. Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 10, nº 1. 2005. ISSN: 2318-0331. Disponível em: <https://www.abrh.org.br/SGCv3/index.php?PUB=1&ID=29&SUMARIO=896>. Acesso em 31 out. 2019.

SOUZA, V. C. B; MORAIS, L. R. S; BORJA, P. C. Déficit na drenagem urbana: buscando entendimento e contribuindo para a definição. **Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais**. 2013 -ISSN: 2317-5663X. Disponível em: <https://portalseer.ufba.br/index.php/gesta/article/view/7213/6416>. Acesso em: 22 set. 2019.

SUDERHSA. **Plano diretor de drenagem para a bacia do Rio Iguaçu na região metropolitana de Curitiba**. Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Governo do Estado do Paraná, Curitiba, 2002.

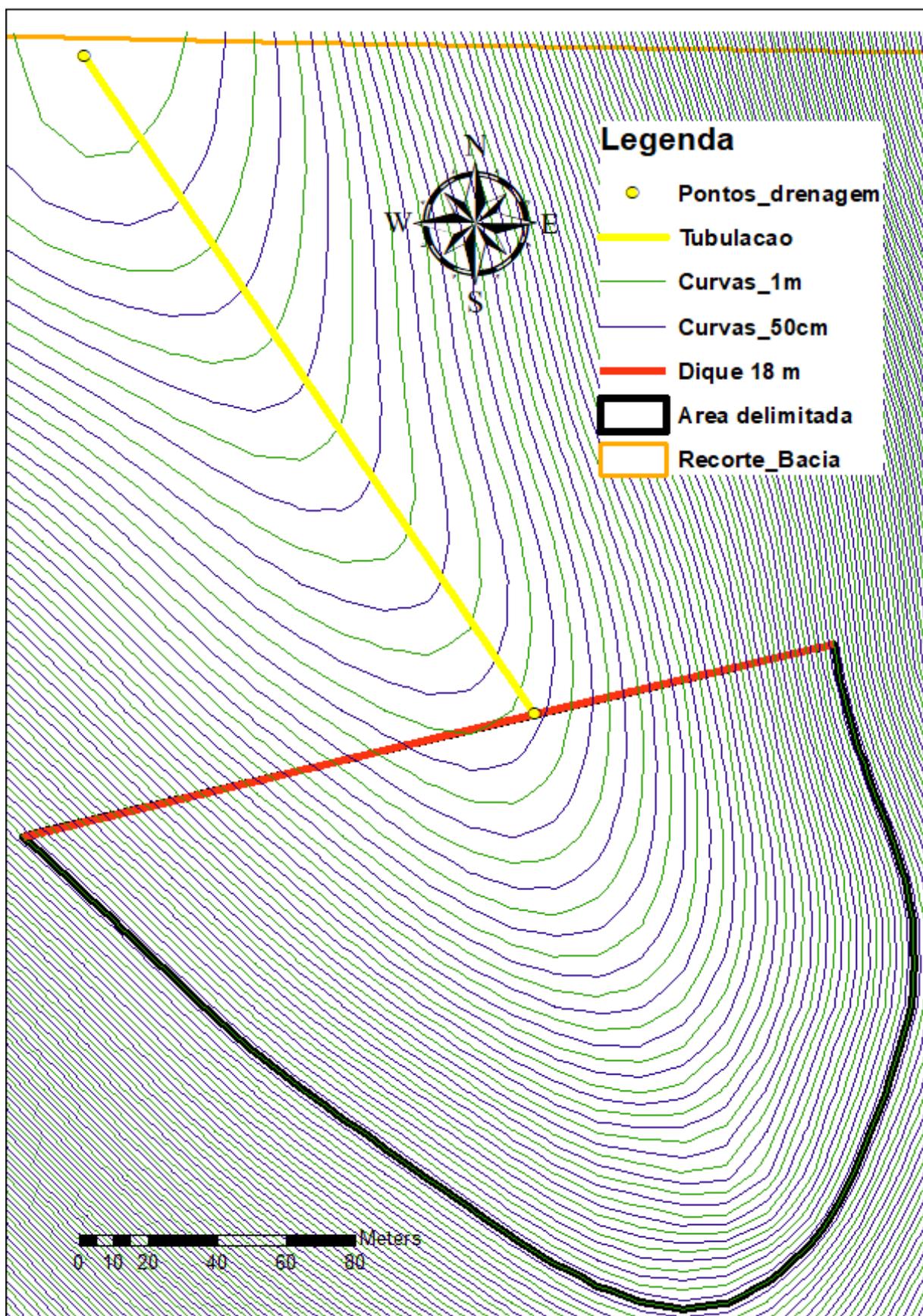
TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Ministério das Cidades, Secretária Nacional de Saneamento Ambiental, Brasília, 2005. Disponível em: <http://www.capacidades.gov.br/media/doc/acervo/06906898a257ceb3ec8687675e9e36c8.pdf>. Acesso em: 29 out 2019.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Hidrologia ciência e aplicação**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004. Disponível em: <https://doku.pub/download/livro-hidrologia-ciencia-e-aplicacao-carlos-tucci-el9vdv9r7kqy>. Acesso em 27 out.2019.

TUCCI, C. E. M. **Inundações urbanas na América do Sul**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, 2003.

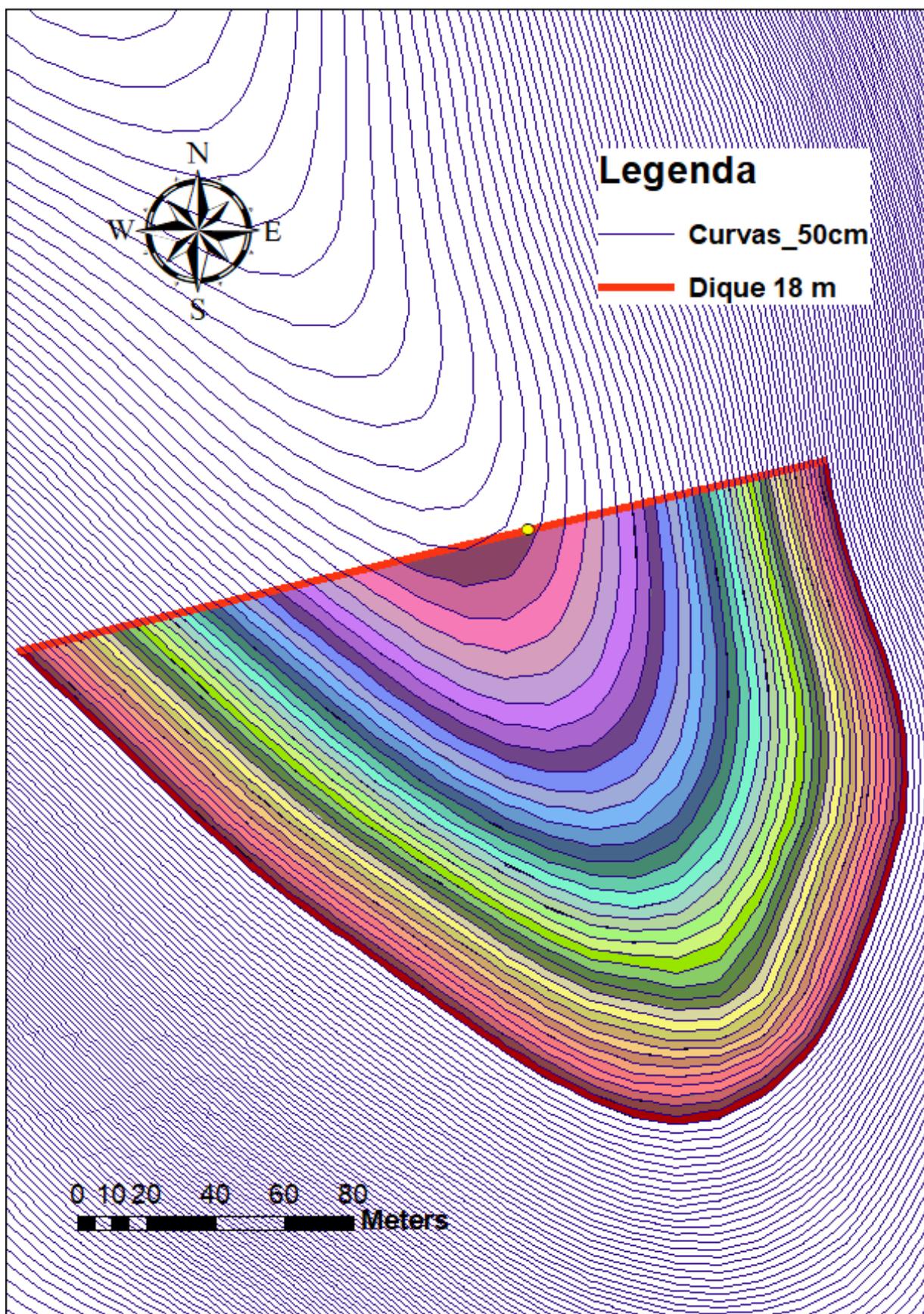
TUCCI, C. E. M. Gerenciamento da Drenagem Urbana. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 1, n. 3, p 135 – 149, 2002. ISSN: 2318-0331. Disponível em: <http://rhama.com.br/blog/wp-content/uploads/2017/01/GEREN02.pdf>. Acesso em: 26 out. 2019.

ANEXO A – Mapa da representação das diferentes linhas de dique de jusante e da tubulação muito curta



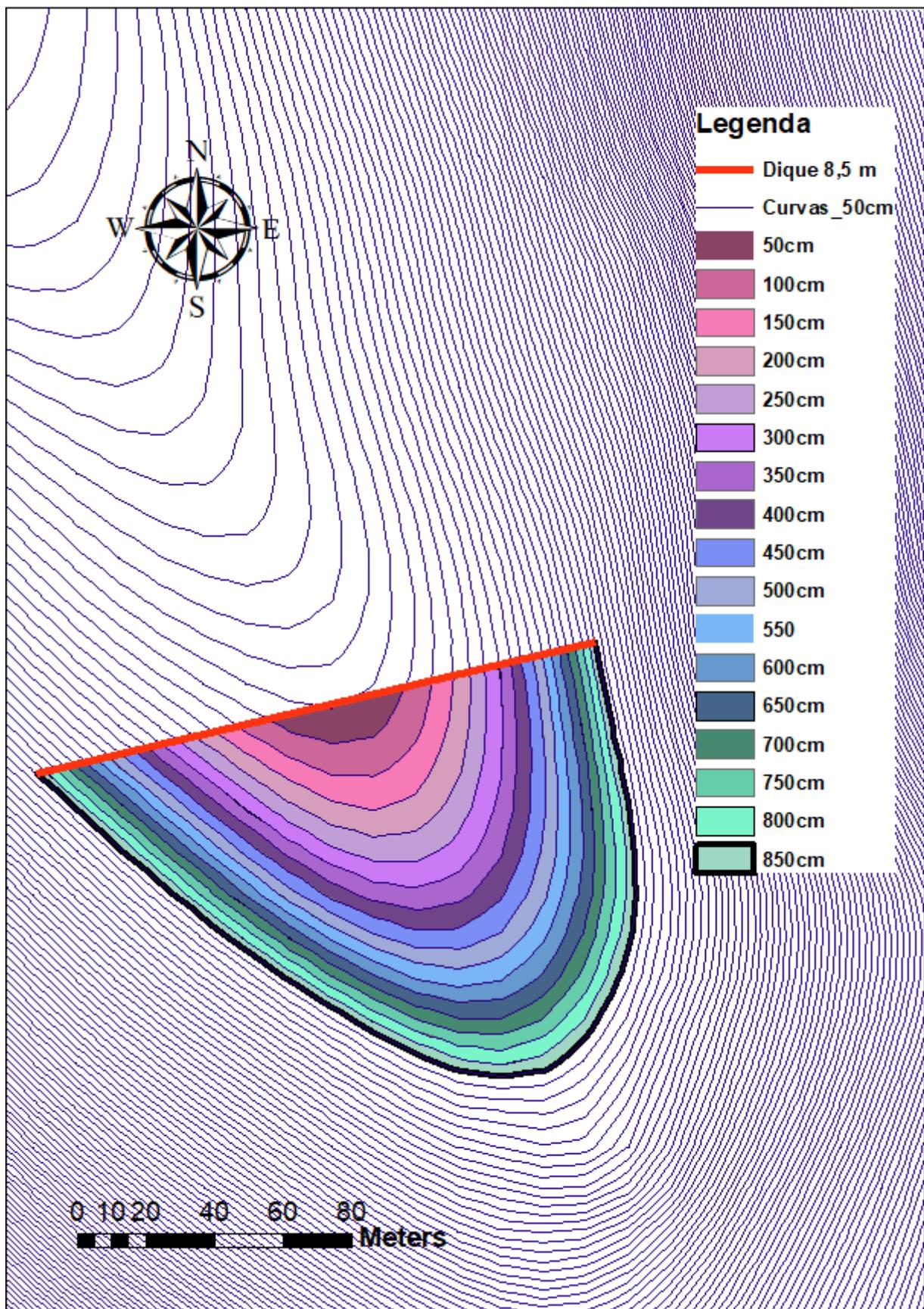
Fonte: Autoria própria (2021).

**ANEXO B – Mapa de demonstração das curvas de nível para a área da bacia de
contenção**



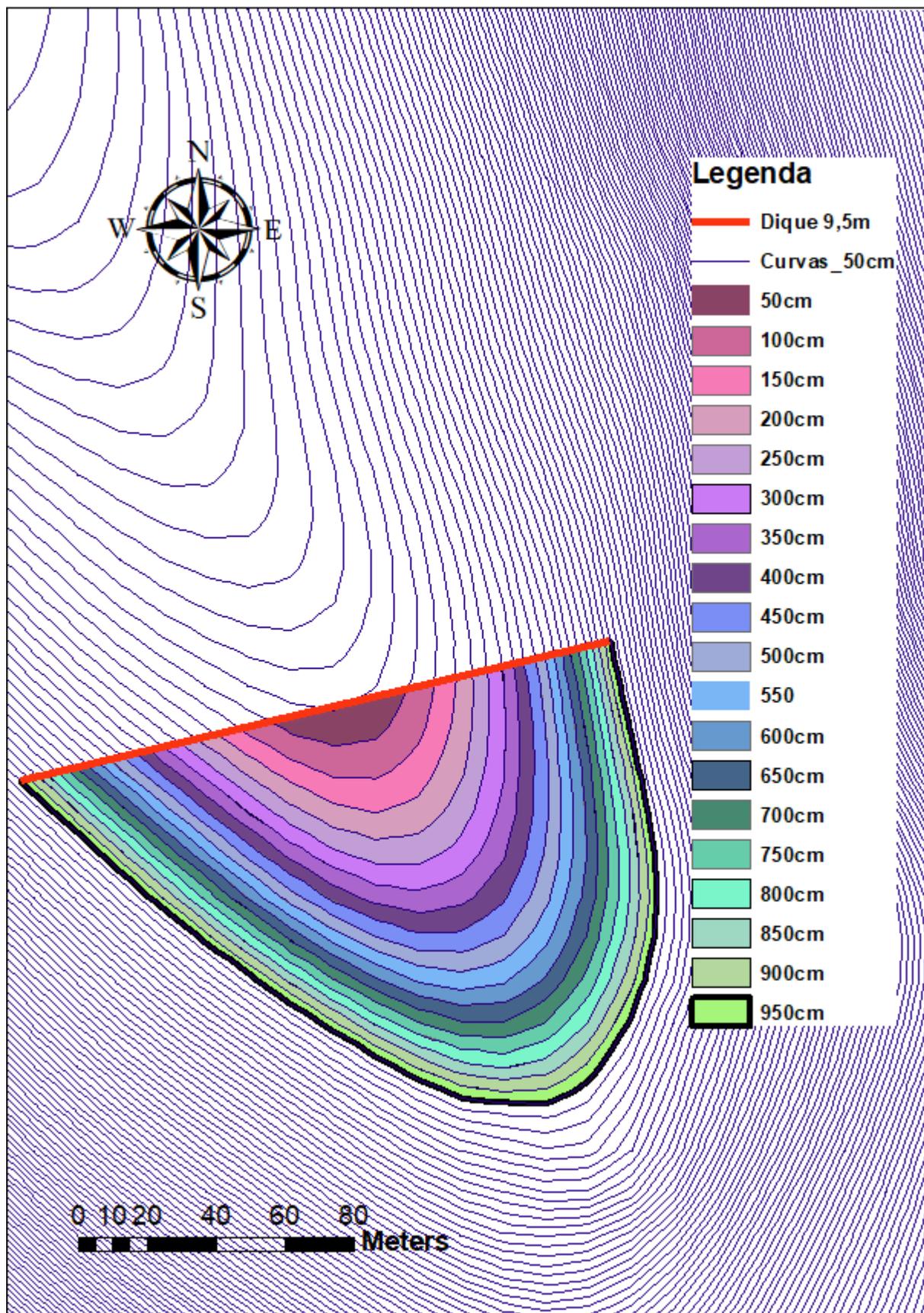
Fonte: Autoria própria (2021).

ANEXO C – Mapa de delimitação da bacia de contenção de Período de Retorno de 25 anos com altura de dique de jusante de 8,5 metros



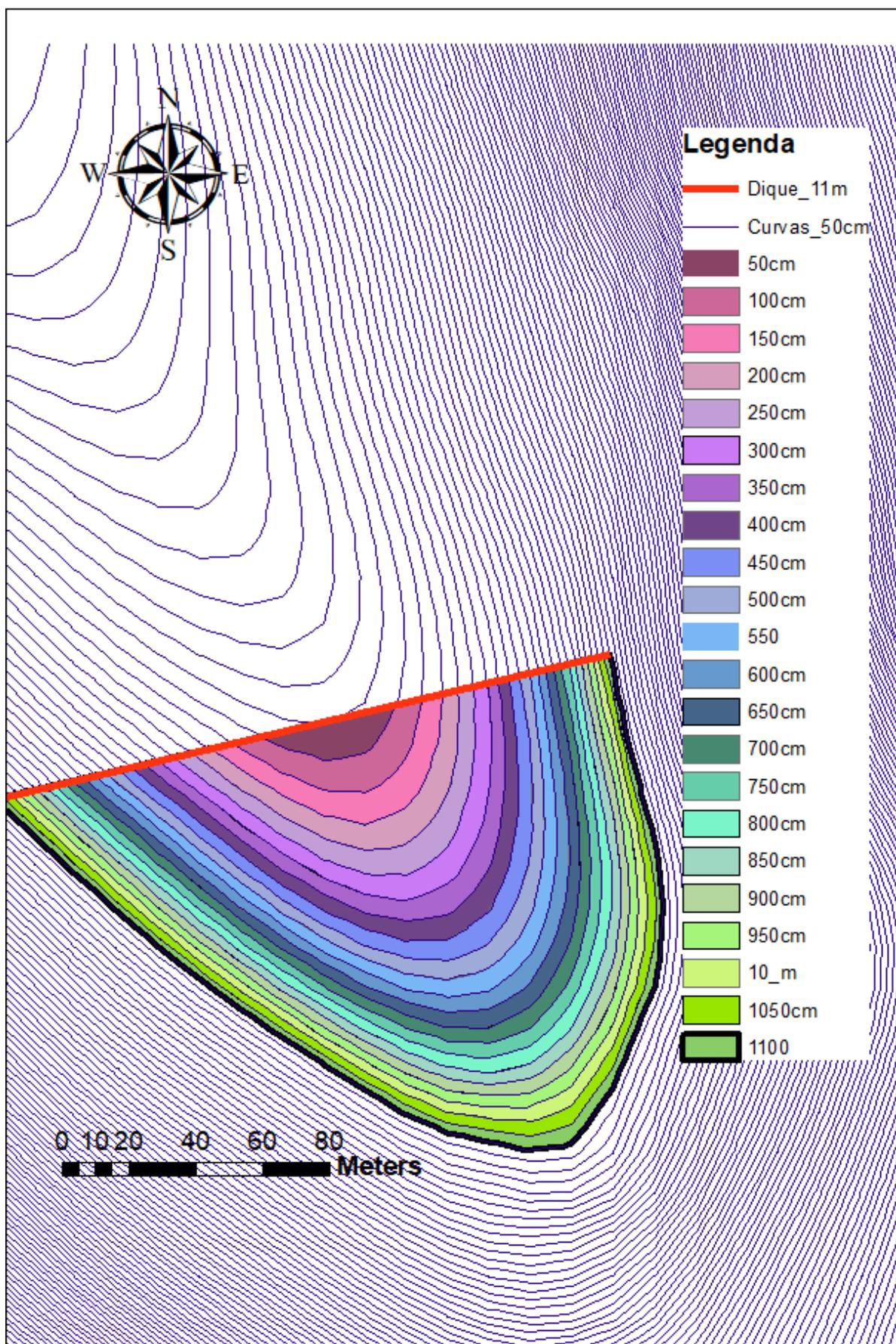
Fonte: Autoria própria (2021).

ANEXO D – Mapa de delimitação da bacia de contenção de Período de Retorno de 50 anos com altura de dique de jusante de 9,5 metros



Fonte: Autoria própria (2021).

ANEXO E – Mapa de delimitação da bacia de contenção de Período de Retorno de 100 anos com altura de dique de jusante de 11 metros



Fonte: Autoria própria (2021).