

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ÂNDRIO MATHEUS COLOMBY DAS NEVES  
GABRIELA TANCON**

**ANÁLISE COMPARATIVA DA UTILIZAÇÃO DE RESERVATÓRIOS INDIVIDUAIS  
NO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA PARA DETENÇÃO DE CHEIAS EM  
CONTRAPARTIDA AO SISTEMA CONVENCIONAL**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**PATO BRANCO  
2017**

**ÂNDRIO MATHEUS COLOMBY DAS NEVES**

**GABRIELA TANCON**

**ANÁLISE COMPARATIVA DA UTILIZAÇÃO DE RESERVATÓRIOS INDIVIDUAIS  
NO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA PARA DETENÇÃO DE CHEIAS EM  
CONTRAPARTIDA AO SISTEMA CONVENCIONAL**

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Ney Lizandro Tabalipa

**PATO BRANCO**

**2017**



---

## **TERMO DE APROVAÇÃO**

# **ANÁLISE COMPARATIVA DA UTILIZAÇÃO DE RESERVATÓRIOS INDIVIDUAIS NO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA PARA DETENÇÃO DE CHEIAS EM CONTRAPARTIDA AO SISTEMA CONVENCIONAL**

**ANDRIO MATHEUS COLOMBY DAS NEVES**

**e**

**GABRIELA TANCON**

No dia 20 de junho de 2017, às 14h45min, na Sala M009 da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná– UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº08-TCC/2017.

Orientador: Prof. Dr. NEY LYZANDRO TABALIPA (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Dr. MURILO CESAR LUCAS (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof. Dr. CESAR AUGUSTO MEDEIROS DESTRO  
(DACOC/UTFPR-PB)

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar agradecemos a Deus, por guiar nossos caminhos e nossos passos, fazendo com que os desafios encontrados até aqui contribuíssem com nosso crescimento pessoal e profissional.

Às nossas famílias, por todo apoio, confiança e carinho, pois mesmo não podendo estar presentes fisicamente, nunca deixaram de acreditar em nós e demonstrar seu amor. Sem nossos pais, com certeza, o caminho teria sido mais difícil ou até mesmo impossível. Sem nossos irmãos talvez não valesse a pena.

Aos nossos amigos, que tornam nossos dias mais leves e muitas vezes fazem o papel da nossa família. Gostaríamos de mantê-los sempre perto, mas sabendo que a vida poderá nos mostrar caminhos diferentes, os levaremos sempre em nossos corações.

Ao nosso orientador Professor Dr. Ney Lyzandro Tabalipa pelas orientações e por tornar possível a realização deste trabalho.

À Professora Dr<sup>a</sup>. Elizângela Marcelo Siliprandi pelo apoio e atenção ao longo dessa caminhada.

Agradecemos também à banca examinadora, Professor Dr. Cesar Augusto Medeiros Destro e Professor Dr. Murilo Cesar Lucas, pela disponibilidade e contribuições para este trabalho.

## RESUMO

NEVES, Andrio M. C.; TANCON, Gabriela. **Análise comparativa da utilização de reservatórios individuais no sistema de drenagem urbana para detenção de cheias em contrapartida ao sistema convencional.** 2017. Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Pato Branco, 2017.

Devido ao processo de urbanização e seus impactos, como o aumento da impermeabilização do solo que é responsável por causar mudanças no escoamento superficial, é necessário buscar medidas confiáveis para o gerenciamento da drenagem urbana, a fim de se evitar problemas ocasionados por um manejo ineficiente das águas pluviais. O conceito de canalização e rápido escoamento do volume para jusante ainda predomina sobre outros métodos mais sustentáveis e possivelmente mais eficazes, fazendo com que os problemas sejam transferidos de local e não de fato solucionados. Assim, é fundamental que haja uma compreensão sobre a necessidade da adoção de sistemas alternativos de drenagem pluvial para controlar os inconvenientes do processo da urbanização. Buscando então reduzir a vazão de pico, este trabalho apresenta um comparativo entre o dimensionamento e o orçamento de duas possibilidades de rede de drenagem. Onde, o primeiro método adotado é o tradicional conceito de canalização, e no segundo foi realizado o emprego de reservatório individual de detenção em cada parcela de um loteamento destinado ao uso industrial na cidade de Vitorino-PR. Ao final desta análise é necessário considerar que o aspecto econômico não deve ser o único fator a inviabilizar o emprego de um método alternativo de drenagem, pois, em alguns casos, os prejuízos ocasionados por um sistema ineficiente podem acarretar em consequências mais onerosas.

**Palavras-chave:** Drenagem pluvial urbana. Reservatórios de detenção. Método alternativo. Método convencional.

## ABSTRACT

Due to the process of urbanization and its impacts, such as the increase of soil sealing, which is responsible for most of changes in surface runoff, it is necessary to seek reliable measures for the management of urban drainage, in order to avoid problems caused by an inefficient direction of rainwater. The concept of channeling and rapid downstream volume flow still prevails over other more sustainable and possibly more effective methods, causing several problems that are transferred to other places rather than actually solving them. Thus, an understanding of the need to adopt an alternative rainfall drainage system that are able to control the urbanization process problems is essential. Seeking to reduce the peak flow, this paper presents a comparison between the size factors and the budget of two drainage network possibilities. Where the first method considered is the traditional plumbing concept, and in the second one, the application of an individual detention reservoir in each portion of a site destined to industries development in the city of Vitorino – PR. At the end of this analysis, it is necessary to consider that the economic aspect should not be the only factor making the use of an alternative drainage system impossible, since in some situations the damage caused by an inefficient system can bring more costly further consequences.

**Keywords:** Urban drainage. Detention reservoir. Alternative method. Conventional method.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Aumento da vazão média de inundação em função da proporção de área impermeável e da canalização do sistema de drenagem (%) .....	18
Figura 2: Diferentes posições do NA de um rio e os conceitos de cheia e inundação .....	19
Figura 3:Localização da área de estudo .....	31
Figura 4:Loteamento em estudo.....	32
Figura 5: Divisão do loteamento.....	33
Figura 6: Curvas de nível do loteamento.....	34
Figura 7: Seção da sarjeta .....	43
Figura 8: Tipos de boca lobo (sem depressão) .....	45
Figura 9: Sentido de escoamento das águas .....	48

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Taxa de Urbanização .....	17
Tabela 2: Divisão do loteamento e áreas impermeáveis .....	35
Tabela 3: Coeficientes de escoamento superficial para o loteamento .....	35
Tabela 4: Fator de correção para o coeficiente de escoamento superficial C .....	37
Tabela 5: Diâmetro do orifício regulador de vazão .....	40
Tabela 6: Intensidades máximas de precipitação em (mm/h) .....	49
Tabela 7: Vazões de contribuição dos lotes .....	51
Tabela 8: Vazões de contribuição de calçadas e ruas de asfalto .....	51
Tabela 9: Volumes necessários para os reservatórios de detenção e diâmetro do orifício regulador de vazão .....	52
Tabela 10: Dimensões laterais .....	53
Tabela 11: Vazões de saída .....	53
Tabela 12: Vazão de contribuição – caso convencional .....	55
Tabela 13: Vazão de contribuição – caso alternativo .....	56



## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Curva intensidade-duração-frequência do município de Vitorino – PR.....	50
Gráfico 2: Vazões presentes no reservatório de detenção.....	54

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Causas e efeitos da urbanização sobre as inundações urbanas .....	18
---	----

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
1.1	OBJETIVOS .....	14
1.1.1	Objetivo geral .....	14
1.1.2	Objetivos Específicos .....	14
1.2	JUSTIFICATIVA .....	15
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>17</b>
2.1	URBANIZAÇÃO E IMPACTO HIDROLÓGICO .....	17
2.2	ESTUDOS HIDROLÓGICOS .....	20
2.2.1	Métodos para determinação das vazões de projeto.....	21
<b>2.2.1.1</b>	<b>Método racional</b> .....	<b>22</b>
2.3	GERENCIAMENTO DA DRENAGEM URBANA .....	23
2.3.1	Sistemas de drenagem .....	23
<b>2.3.1.1</b>	<b>Sistema Convencional</b> .....	<b>24</b>
<b>2.3.1.2</b>	<b>Métodos compensatórios (BMP)</b> .....	<b>25</b>
<b>2.3.1.3</b>	<b>Sistemas de baixo impacto</b> .....	<b>26</b>
2.4	MEDIDAS DE CONTROLE .....	27
2.4.1	Medidas estruturais .....	27
2.4.2	Medidas não estruturais .....	28
2.4.3	Reservatório de retenção de cheias .....	29
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>31</b>
3.1	ÁREA DE ESTUDO.....	31
3.1.1	Delimitação da área de estudo.....	31
3.1.2	Características topográficas .....	33
3.1.3	Uso e ocupação do solo .....	34
3.1.4	Transformação da chuva em vazão .....	35
3.1.5	Coeficientes de escoamento superficial .....	35
3.1.6	Vazões de contribuição .....	36
3.1.7	Caracterização hidrológica .....	36
<b>4.1.7.1</b>	<b>Equação de chuvas intensas para a cidade de Vitorino-PR</b> .....	<b>36</b>
<b>4.1.7.2</b>	<b>Determinação do tempo de retorno</b> .....	<b>37</b>
<b>4.1.7.3</b>	<b>Tempo de duração da precipitação</b> .....	<b>38</b>
<b>4.1.7.3</b>	<b>Determinação da intensidade de precipitação</b> .....	<b>39</b>
3.2	PROJETO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO.....	39

3.3	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DOS ELEMENTOS.....	42
3.3.1	Sarjetas .....	43
3.3.2	Bocas de Lobo .....	44
3.3.3	Galerias de águas pluviais .....	46
3.4	ESTUDO ORÇAMENTÁRIO .....	46
<b>4</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>48</b>
4.1	ÁREA DE ESTUDO.....	48
4.1.1	Características Topográficas.....	48
4.1.2	Uso e ocupação do solo.....	48
4.1.3	Caracterização Hidrológica .....	49
4.1.4	Vazões de contribuição .....	50
4.2	RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO.....	51
4.2.1	Vazões de saída .....	53
4.2.2	Projeto do reservatório de detenção .....	55
4.3	VAZÕES MÁXIMAS DO LOTEAMENTO .....	55
4.3.1	Caso A: Loteamento sem utilização de reservatórios de detenção.....	55
4.3.2	Caso B: Loteamento com utilização de reservatórios de detenção.....	56
4.4	DRENAGEM DA ÁREA DE ESTUDO .....	56
4.4.1	Caso A: Loteamento sem utilização de reservatórios de detenção.....	57
4.4.2	Caso B: Loteamento com utilização de reservatórios de detenção.....	57
4.4.3	Comparativo entre os casos apresentados .....	58
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>59</b>
<b>6</b>	<b>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>61</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>62</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Segundo dados do IBGE (2016), a população brasileira alcançou o número estimado de mais de 206 milhões de indivíduos, com o grau de urbanização aumentando de 81% para 84% entre os períodos de 2000 e 2010 respectivamente.

O crescimento dos municípios sem o devido planejamento tem como consequência a substituição das áreas permeáveis das bacias hidrográficas por obras e superfícies de infraestrutura tais como pavimentação, estacionamentos, telhados, etc. Essa substituição, além de consequências diretas sobre a impermeabilização do solo e ao clima urbano, impacta de forma prejudicial à vida urbana, acarretando inundações que podem significar uma substancial perda material e até mesmo ser uma potencial fonte de transmissão de doenças podendo, em casos extremos, levar a óbito.

Além de comprometer a biodiversidade, o desmatamento da camada vegetal do solo pode comprometer significativamente os recursos hídricos disponibilizados pela bacia hidrográfica. Essa ação acaba ocasionando um aumento das vazões de cheia decorrentes de uma maior velocidade de escoamento das águas oriundas das precipitações, acarretando um transporte de sedimentos e detritos contribuindo com o assoreamento de corpos hídricos favorecendo a ocorrência de inundações.

Paralelo a esse processo de impermeabilização por parte da urbanização, que por si só gera o problema de elevação da velocidade de escoamento, o conceito higienista de drenagem que é aplicado no Brasil, quase que como senso comum entre engenheiros e população, cria uma barreira para que seja feita a implantação de métodos de drenagem que sigam outros conceitos. Além de que, embora ultrapassado, o método higienista ainda é um atrativo muito grande na hora da implantação de um sistema de drenagem, pois além da simplicidade de dimensionamento, sua função é baseada no transporte rápido, ou seja, “pegar e largar”. (BOTELHO, 2011).

Atualmente, com o avanço tecnológico e disseminação da consciência ecológica, o conceito ambiental de drenagem vem tomando lugar e nos deixando num processo de transição, onde são estabelecidos métodos alternativos pela necessidade de medidas de controle na fonte geradora do escoamento superficial ao invés do processo de evacuação rápida.

As medidas de controle visam atenuar os impactos decorrentes das inundações e podem ser classificadas como estruturais, consistindo em obras de engenharia projetadas para minimizar o risco de inundações e podendo ainda ser subdividida em medidas estruturais intensivas e extensivas, e também são classificadas como não estruturais, agindo na introdução de manuais e normas técnicas para projetistas além de promover a conscientização da população para um adequado uso e ocupação do solo, bem como da manutenção dos elementos de drenagem. Os reservatórios de retenção consistem em uma medida de controle estrutural, cujo princípio é reduzir o impacto de diminuição da capacidade de infiltração das bacias hidrográficas, retardando o escoamento pluvial e amenizando a sobrecarga das redes de drenagem.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo geral

Analisar o impacto econômico e a redução das vazões finais de contribuição, decorrentes das precipitações em um sistema de drenagem urbana convencional frente a um sistema compensatório, composto por reservatórios instalados individualmente em um loteamento no município de Vitorino – PR.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- a) Realizar pesquisa bibliográfica acerca dos conceitos e definições relacionados à urbanização e a drenagem pluvial urbana;
- b) Delimitar a região da bacia hidrográfica em que o lote está situado;
- c) Determinar dados hidrológicos do município de Vitorino - PR;
- d) Desenvolver os projetos de drenagem urbana referentes ao modelo convencional e ao modelo de reservatórios individualizados;
- e) Analisar o impacto ocasionado pelas vazões de pico nos dois sistemas propostos;
- f) Elaborar um orçamento comparativo enfatizando avaliar a viabilidade econômica do sistema compensatório.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Com o processo de urbanização e rápido crescimento das cidades, está ocorrendo uma significativa substituição da camada vegetal do solo por superfícies impermeáveis, trazendo como consequência a redução do tempo de concentração e a diminuição da capacidade de infiltração das bacias hidrográficas, fazendo assim com que ocorra um aumento no escoamento superficial gerando uma elevação da vazão de pico que desemboca a jusante do corpo receptor.

Cada região possui uma topografia única, e a partir desse relevo a água percorre um caminho natural para chegar ao seu destino final (bacia de contribuição). Quando o solo se torna impermeável, esses caminhos deixam de existir, dando lugar a um escoamento mais rápido e de maior volume, que conseqüentemente pode acarretar em situações de inundações gerando problemas significativos como possíveis perdas humanas e econômicas.

O método tradicional de drenagem urbana consiste na inclusão de sistemas eficientes na captação das águas pluviais e seu posterior afastamento, reduzindo assim os danos provocados pelas inundações, entretanto este modelo apenas transporta o volume excedente escoado para a jusante do rio, tornando-se assim uma medida paliativa e fazendo-se necessária a adoção de outra alternativa para a gestão de águas pluviais no meio urbano, visando reduzir a vazão final de contribuição para conter os transtornos que vem sendo gerados pelo método habitual.

Analisando a situação, percebe-se a importância da introdução de procedimentos com a intenção de mitigar as defasagens de infiltração ou retenção de parte do volume pluvial que o sistema de drenagem convencional não consegue suprir. Considerando que no Brasil, esses modelos alternativos ainda estão em fase de desenvolvimento, é necessário que sejam demonstradas as vantagens ambientais e econômicas destes sistemas alternativos, visando difundir os resultados decorrentes da implantação de um destes modelos, o que assegura a originalidade deste trabalho.

O desenvolvimento dos objetivos deste estudo torna-se viável, visto que o local de implantação do sistema é de fácil acesso e possui disponibilidade de informações relevantes, como os dados pluviométricos e hidrológicos da região, além de não necessitar de recursos financeiros consideráveis para o seu

desenvolvimento, possibilitando que o trabalho seja realizado respeitando os prazos estabelecidos.



## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 URBANIZAÇÃO E IMPACTO HIDROLÓGICO

O processo da urbanização das cidades brasileiras tem acontecido de forma acelerada nas últimas décadas, conforme tabela 1.

**Tabela 1: Taxa de Urbanização**

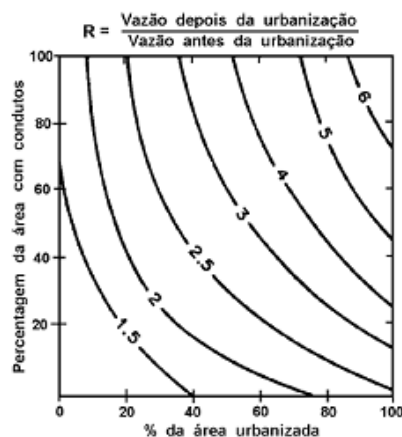
<b>Período</b>	<b>Taxa de urbanização (%)</b>
1950	36,16
1960	44,67
1970	55,92
1980	67,59
1991	75,59
2000	81,23
2010	84,36

**Fonte: IBGE (2016)**

Mastny e Cincotta (2005) frisam que a urbanização contribui para uma melhora na qualidade de vida populacional no que se refere ao aspecto econômico, pois as cidades recebem investimentos e melhorias em obras de infraestrutura, tais como em setores de saúde, educação, saneamento e mobilidade, fazendo assim com que ocorra uma migração populacional das zonas rurais para os centros urbanos, motivada por uma expectativa de melhores condições de vida.

Todavia, esse crescimento urbano quando ocorre de forma desordenada, pode provocar o efeito contrário e degradar a qualidade de vida populacional, visto que a urbanização é um fator que impacta diretamente na drenagem urbana. As obras de infraestruturas trazem consigo, devido à substituição da camada vegetal por superfícies de concreto, a impermeabilização das bacias hidrográficas causando uma alteração no escoamento superficial direto e um decréscimo no tempo de concentração destas bacias, elevando assim, as vazões de cheia. A primeira fase da impermeabilização das bacias hidrográficas ocorre com o desmatamento da região para que sejam realizadas obras de engenharias, tais como edifícios, residências, pavimentação, aeroportos, etc. Tal feito pode ocasionar um aumento dos volumes escoados e conseqüente erosão do solo junto com o transporte de detritos provocando um assoreamento na rede de drenagem pluvial urbana e gerando possibilidade de inundações. (CARDOSO, 2016).

De acordo com Tucci (2001), para os casos extremos, verifica-se que o pico da cheia numa bacia urbanizada pode chegar a ser seis vezes maior do que o pico desta mesma bacia em condições naturais, como mostra a figura 1:



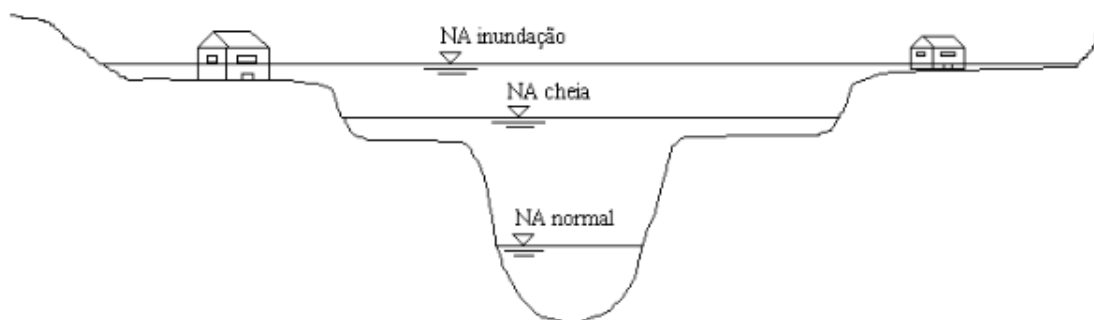
**Figura 1: Aumento da vazão média de inundação em função da proporção de área impermeável e da canalização do sistema de drenagem (%)**  
**Fonte: Leopold (1968), apud Tucci (2001).**

Constata-se que os impactos resultantes do processo de urbanização referem-se principalmente ao controle de poluição, aproveitamento de recursos hídricos e controle de inundação, além de impactos em menor escala sobre o clima, com elevação da temperatura e um efeito conhecido como “ilha de calor”, conforme afirma Tucci (2001). O Quadro 1 abaixo relaciona causas e efeitos para vários processos que impactam as áreas urbanas:

CAUSAS	EFEITOS
Impermeabilização	Maiores picos e vazões
Redes de drenagem	Maiores picos a jusante
Lixo	Degradação da qualidade da água; Entupimento de bueiros e galerias
Redes de esgotos deficientes	Degradação da qualidade da água Moléstia de veiculação hídrica Inundações: consequências mais sérias
Desmatamento e Desenvolvimento Indisciplinado	Maiores picos e volumes Mais erosão Assoreamento em canais e galerias
Ocupação das várzeas	Maiores prejuízos Maiores picos Maiores custos de utilidades públicas

**Quadro 1: Causas e efeitos da urbanização sobre as inundações urbanas**  
**Fonte: Tucci (2001)**

É recorrente a aplicação dos conceitos de inundação e cheia quando se deseja falar sobre o nível de água alcançado devido a um período chuvoso ou mesmo uma chuva intensa, entretanto, é preciso salientar que alagamentos, cheias e inundações são conceitos diferentes, conforme figura 2. Os alagamentos ocorrem nas cidades devido ao acúmulo momentâneo de água e estão associados a uma deficiência na drenagem pluvial. As cheias correspondem a um aumento acentuado do nível d'água que se mantém dentro do próprio leito normal do curso, enquanto que as inundações acontecem devido a uma elevação fora da normalidade do nível d'água provocando transbordamento, consequentes perdas materiais e gerando risco de vida (BARBOSA, 2016).



**Figura 2: Diferentes posições do NA de um rio e os conceitos de cheia e inundação**  
Fonte: Barbosa (2016).

Os rios apresentam dois leitos: o leito maior que é o limite de inundação em épocas de chuvas intensas e o leito menor que corresponde ao curso d'água em períodos de estiagem. Devido ao processo natural do ciclo hidrológico ocorrem inundações que podem alcançar o leito maior, e ao ocupar esta zona de risco, a população fica suscetível a inundações denominadas ribeirinhas. Entretanto existe também a consequência das inundações devido à urbanização que decorre de vários fatores, tais como o acréscimo da produção de sedimentos e o depósito inadequado de resíduos sólidos além de obras de engenharia mal executadas que sobrecarregam o corpo receptor, conforme (TUCCI, 2002).

## 2.2 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

“Hidrologia é a ciência que trata da água na Terra, sua ocorrência, circulação e distribuição, suas propriedades físicas e químicas e sua reação com o meio ambiente, incluindo sua relação com as formas vivas” (Definição do U.S. Federal Council of Service and Technology, citada por Chow, 1959, apud Tucci, 2001).

Conceitos necessários, segundo Tucci (2001):

- Ciclo Hidrológico: fenômeno global de circulação fechada da água entre a superfície terrestre e a atmosfera, impulsionado fundamentalmente pela energia solar associada à gravidade e à rotação terrestre;
- Bacia Hidrográfica: área de captação natural da água de precipitação que faz convergir os escoamentos para um único ponto de saída, seu exutório. Compõe-se basicamente de um conjunto de superfícies vertentes e de uma rede de drenagem formada por cursos de água que confluem até resultar um leito único no exutório;
- Precipitação: entendida em hidrologia como toda água proveniente do meio atmosférico que atinge a superfície terrestre. Neblina, chuva, granizo, saraiva, orvalho, geada e neve são formas diferentes de precipitações. O que diferencia essas formas de precipitações é o estado em que a água se encontra;
- Tempo de concentração: tempo que uma gota de água leva para escoar superficialmente do ponto mais distante da bacia até a seção principal. É indicador da memória de resposta da bacia;
- Altura pluviométrica: espessura média da lâmina de água precipitada que recobriria a região atingida pela precipitação admitindo-se que essa água não se infiltrasse, não se evaporasse, nem se escoasse para fora dos limites da região;
- Duração: é o período de tempo durante o qual a chuva cai;
- Intensidade: precipitação por unidade de tempo;

- Tempo de retorno: número médio de anos durante o qual espera-se que a precipitação analisada seja igualada ou superada;
- Escoamento superficial: trata do escoamento sobre a superfície da bacia;
- Hidrograma: é a variação da vazão na seção de saída da bacia hidrográfica, como resposta da bacia hidrográfica, ao longo do tempo devido a precipitação sobre a bacia hidrográfica. Nele está representada a integração de todos os processos do ciclo hidrológico entre a precipitação e vazão na bacia.

### 2.2.1 Métodos para determinação das vazões de projeto

Para o dimensionamento de um sistema de drenagem de água pluvial é necessário estudar a hidrologia e características de toda bacia hidrográfica, juntamente com sua ocupação atual e futura, devem se considerar também os efeitos de obras em estudo, tanto a montante quanto a jusante (RAMOS, BARROS e PALOS, 1999).

Para um projeto adequado de drenagem pluvial, é importante que seja desenvolvido um estudo sensato para a determinação das vazões de projeto, tendo como base os dados pluviométricos da respectiva bacia. Essa análise deve fornecer as vazões máximas de projeto a serem admitidas, assim como os hidrogramas de cheias para avaliação dos efeitos de reservatórios de retenção empregados.

Segundo Valente (2013, pg 19) “A determinação das vazões de projeto pode ser feitas de três formas: empíricas, deduzidas a partir da experiência; cinemáticas, levando em conta as características do movimento da água pela bacia e as fórmulas de base estatística.”

Ao escolher o método deve-se analisar as características da bacia e dos dados. A seguir será descrito o método racional

### 2.2.1.1 Método racional

O método racional é, certamente, o mais difundido na prática para a determinação de vazões de pico em pequenas bacias, como por exemplo, no caso do dimensionamento de galerias pluviais e de bueiros (PINTO et al., 1975, apud FRANCO, 2004).

Segundo Ramos, Barros e Palos (1999), para bacias de drenagem que possuam áreas de drenagem inferiores a 3 Km<sup>2</sup> o método racional é recomendado para análise de descarga de projeto devido a sua simplicidade. Este método traz resultados satisfatórios quando aplicado dentro de seus limites de validade

Quando se utiliza o método racional, estão sendo consideradas as seguintes premissas básicas: o pico do escoamento superficial é função do respectivo tempo de concentração, assim como da intensidade da chuva, cuja duração é considerada como sendo igual ao tempo de concentração; as condições de permeabilidade da superfície da bacia permanecem constantes durante a ocorrência da chuva; o pico do escoamento é considerado quando toda a área da bacia já contribuiu para o escoamento. (RAMOS, BARROS E PALOS (1999), apud VALENTE (2013)).

A vazão de pico é calculada pela equação (1)

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A \quad \text{Equação (1)}$$

Onde:

Q = Vazão de pico do escoamento superficial em m<sup>3</sup>/s;

C = Coeficiente de escoamento superficial (“runoff”);

i = intensidade média da chuva, em mm/h;

A = área da bacia em Km<sup>2</sup>.

Segundo Ramos; Barros e Palos (1999, apud VALENTE, 2013) o método racional não é indicado para determinar vazões de projeto para bacias hidrográficas de médio e grande porte, uma vez que, este método admite as hipóteses:

- Intensidade constante da chuva, ao longo de sua duração; e como as vazões de projeto dependem da distribuição temporal da precipitação, o método não considera a variabilidade desta intensidade que ocorre em bacias hidrográficas de maiores portes;

- A inexistência de armazenamento na bacia, o que é pouco provável para as bacias hidrográficas de médios e grandes portes.

## 2.3 GERENCIAMENTO DA DRENAGEM URBANA

A drenagem urbana refere-se ao conjunto de soluções que tenha por propósito reduzir os riscos a que as populações estão submetidas, diminuir as perdas causadas pelas inundações e proporcionar o desenvolvimento urbano de forma harmônica, articulada e sustentável conforme definiu Tucci (2001).

A Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (2002) afirma que a drenagem pluvial urbana não deve ser vista apenas como um projeto único para dar um fim às águas das chuvas, e sim deve ser um projeto integrado com os projetos arquitetônicos e urbanísticos de forma preventiva. Todavia, muitos projetos já foram executados de modo isolado, levando assim com que se façam intervenções corretivas para minimizar os problemas existentes.

Além do trabalho em conjunto da engenharia e da arquitetura buscando soluções físicas para os problemas de drenagem, é necessário que se tenha uma conscientização da sociedade de forma geral, colaborando com suas ações afim de não agravar os problemas decorrentes deste processo, afinal, na falta de um sistema de drenagem bem concebido e elaborado, é esta mesma população que sofrerá fortes consequências.

### 2.3.1 Sistemas de drenagem

O termo drenagem é utilizado na definição das instalações destinadas a escoar o excesso de água, seja em rodovias, na zona rural ou na malha urbana. (CARDOSO, 2016).

Com o processo de urbanização anteriormente citado e suas consequências diretas na impermeabilização do solo, é essencial perceber que o percurso das águas pluviais agora estará limitado ao traçado das ruas, assim, seu comportamento é diferente do natural. Desta forma, é viável destacar que o processo de drenagem urbana -e seu correto desempenho- não está mais ligado apenas a aspectos

técnicos de engenharia mas também ao conjunto de medidas que ligam a sociedade a esse processo, para que riscos e prejuízos sejam minimizados.

Com essa modificação na topografia, a precipitação direta passa a escoar ininterruptamente sobre as ruas, desembocando nos bueiros. Em seguida, este fluxo é encaminhado para as tubulações que alimentam os condutos secundários para posteriormente atingir o fundo do vale. Esse escoamento é o que define o Sistema de macrodrenagem. Enquanto que o Sistema de microdrenagem é o responsável por fazer a água chegar até esse ponto. Assim, após passar pelos dois sistemas é que o volume de água precipitado chegará aos cursos naturais d'água, oceanos, lagos, ou infiltrado em solos altamente permeáveis.

Para Cardoso (2016), há diversos fatores determinantes que influenciam a eficiência com que os problemas relacionados à drenagem urbana podem ser resolvidos. O autor destaca a existência de:

- Meios legais e institucionais para que se possa elaborar uma política factível de drenagem urbana;
- Uma política de ocupação das várzeas de inundação, que não entre em conflito com esta política de drenagem urbana;
- Recursos financeiros e meios técnicos que possam tornar viável a aplicação desta política;
- Empresas que dominem eficientemente as tecnologias necessárias e que possam se encarregar da implantação das obras;
- Entidades capazes de desenvolver as atividades de comunicação social e promover a participação coletiva;
- Organismos que possam estabelecer critérios e aplicar leis e normas com relação ao setor.

Assim, para Souza (2007), os sistemas de drenagem urbana buscam a evacuação de águas pluviais, e ao longo da história são caracterizados em três fases: método higienista, método compensatório, e método de baixo impacto.

### **2.3.1.1 Sistema Convencional**

O sistema convencional, também denominado método higienista surgiu da necessidade de extinção dos antigos banhados, que eram utilizados em diversos países até o século XVIII após estabelecer uma relação dessa técnica com a



mortalidade de pessoas e animais. Assim, o novo método (higienista) trouxe o conceito de evacuação rápida das águas pluviais por meio de impermeabilização das áreas e introdução de condutos artificiais para escoamento. Apesar de retirar o problema das cidades, ainda não havia um método de garantir que o corpo receptor desse escoamento não fosse contaminado, tendo em vista que os esgotos pluviais e cloacais eram despejados juntos no mesmo local. Então, dessa necessidade surgiram às estações de tratamento das águas. Porém, ainda apresentando problemas, o conceito higienista foi revisto no final do século XIX, onde foi difundida a necessidade da inserção do sistema separador absoluto, em que os condutos de esgotos pluviais e cloacais fossem desassociados.

Atualmente, o método higienista é o que está empregado na maioria dos municípios brasileiros. Entretanto, apesar de eficiente em sua função de escoar rapidamente às águas pluviais, este método traz consequências nem sempre analisadas antes da sua adesão, como por exemplo: aumento no volume escoado superficialmente, alterações no ciclo hidrológico, aumento da vazão de pico, entre outras. Assim, o que acaba ocorrendo é o deslocamento do problema, antes situado na cidade, para a jusante do corpo receptor, necessitando em alguns casos que sejam feitas obras complementares para garantir a segurança da população frente os riscos de inundações. Além de que, todo o volume de água será escoado para o mesmo ponto, limitando assim o uso dessa água por meio da população.

### **2.3.1.2 Métodos compensatórios (BMP)**

Visto que o método higienista ainda possui deficiências, surgiram os métodos compensatórios (também denominados *Best Management Practices*, BMPs) de manejo das águas pluviais como uma alternativa de sanar os problemas do método supracitado. Essas medidas têm por objetivo principal compensar o efeito gerado pela impermeabilização das superfícies sobre o escoamento superficial direto. De acordo com (TASSI et al, 2014, pg 140), “essas estruturas são projetadas e construídas para reter o volume escoado superficialmente e promover a melhoria da qualidade da água, normalmente com o emprego de processos biológicos”.

A ideia central dos modelos compensatórios é a introdução de dispositivos de armazenamento e infiltração de águas pluviais na bacia de estudo. Alguns exemplos de estruturas decorrentes do método compensatório são segundo (UNITED..., 2003,

apud TASSI et al, 2014, pg 140): bacias de retenção, banhados construídos, áreas de biorretenção, filtros de areia, entre outros.

Reservatórios esses que podem estar situados nas residências, em áreas de lazer ou mesmo na forma de pavimentos permeáveis que permitem que a água infiltre enquanto cumprem sua função primária.

Porém, ainda há certa resistência em aplicar este método, visto que o principal ônus para a população é o fato de que no sistema higienista todo o gerenciamento e implantação são feitos pelo poder público, enquanto que nos modelos compensatórios a população seria responsável por essas funções (no caso, por exemplo, de reservatórios individualizados nas residências). Fazendo com que não só os profissionais da área tenham responsabilidade sobre as consequências, mas a população como um todo.

### **2.3.1.3 Sistemas de baixo impacto**

Recentemente, por volta da década de 90, criou-se o conceito de sistemas de baixo impacto, com um olhar voltado às questões de respeito e conservação ambiental.

Segundo Souza (2007), o diferencial do sistema LID (Low Impact Development) está na antecipação do planejamento da drenagem pluvial ao projeto arquitetônico-estrutural, trazendo mais eficiência no gerenciamento dos processos hidrológicos, respeitando os caminhos naturais de drenagem e priorizando a conservação de solos mais permeáveis de forma a minimizar a utilização de estruturas artificiais em sistemas de drenagem.

“Além disso, essas técnicas devem estar inseridas na paisagem natural, promovendo o menor impacto visual, e utilizar as próprias funções da natureza para promover o manejo das águas pluviais.” (UNITED..., 2003, apud TASSI et al, 2014, pg 140).

“Sua aplicação em ampla escala ajuda a manter as funções ecológicas e hidrológicas na bacia hidrográfica, sendo caracterizada pela Water Environment Research Foundation como uma prática sustentável voltada para a drenagem pluvial.” (CLARK et al., 2006, apud TASSI et al, 2014, pg 140).

## 2.4 MEDIDAS DE CONTROLE

De acordo com Nakazone (2005), existem diversas maneiras de classificação para as medidas de controle de cheias: local de intervenção, modo de intervenção e quanto à conceituação envolvida.

Canholi (2005), afirma que as medidas de correção e/ou prevenção que visam minimizar os impactos das inundações podem ser classificadas com relação a sua natureza, em medidas estruturais e não estruturais. Para a Fundação Centro Tecnológica de Hidráulica (RAMOS, BARROS E PALOS, 1999) as medidas estruturais e não estruturais são duas técnicas de controle do escoamento superficial que se complementam.

### 2.4.1 Medidas estruturais

Tucci (2001, pg 627), define as medidas estruturais como “obras de engenharia implementadas para reduzir o risco de enchentes”. A SUDERHSA (2002) destaca que as medidas são classificadas em estruturais quando estas buscam modificar o sistema introduzindo obras com a finalidade de conter, reter ou melhorar a condução dos escoamentos. Para Canholi (2005), as medidas estruturais podem ser divididas em medidas extensivas e intensivas.

De acordo com Nakazone (2005), as medidas intensivas são quaisquer obras de engenharia cuja característica é agir diretamente sobre o curso d'água, podendo acelerar o escoamento no caso de galerias e canais, aumentar a capacidade de descarga em obras de diques, retardar o escoamento com a utilização de reservatórios de infiltração e amortecimento ou desviando o escoamento devido a canais de derivação.

Segundo Tucci (2001) quando a medida de controle age na bacia e tem por característica promover uma modificação nas relações entre precipitação e vazão, a medida é classificada como extensiva. Canholi (2005, pg 25) afirma que “por sua vez, as medida extensivas correspondem aos pequenos armazenamentos disseminados na bacia, à recomposição de cobertura vegetal e ao controle de erosão do solo, ao longo da bacia de drenagem”.

#### 2.4.2 Medidas não estruturais

As medidas não estruturais referem-se ao estabelecimento de diretrizes para a mitigação dos problemas ou quando existem propostas de convivência com as enchentes (RAMOS, BARROS e PALOS,1999). De acordo com Tucci (2001), as medidas estruturais trabalhando isoladamente ou em conjunto com as medidas estruturais, podem decorrer em resultados significativos proporcionando um custo mais baixo.

Para Nakazone (2005), as medidas não estruturais referem-se ao âmbito financeiro, institucional ou administrativo sendo disseminadas sobre toda a bacia e podendo ser aplicadas individualmente ou em grupo.

Segundo o mesmo autor, alguns exemplos de medidas não estruturais podem ser citados:

- Disciplinamento do uso e ocupação do solo
- Seguros
- Sistemas de alertas
- Incentivos fiscais
- Educação ambiental
- Participação pública

Canholi (2005) destaca que para um correto planejamento das ações de melhoria e controle dos sistemas de drenagem urbana, é importante que ocorra um balanceamento entre as medidas estruturais e não estruturais, visto que em alguns casos quando as medidas estruturais não possuem uma adequada viabilidade técnica e econômica, a introdução de medidas não estruturais podem reduzir os danos em curto prazo.

### 2.4.3 Reservatório de retenção de cheias

Segundo Guerra (2011), é pertinente examinar dados que mostrem a eficiência de um sistema de manejo de águas pluviais quanto à redução de desastres. Para que se obtenha uma eficácia melhor, podem ser inseridos no sistema dispositivos de retenção ou amortecimento das vazões das águas pluviais.

Francischet (2012) explica que estes dispositivos, sendo reservatórios de retenção domiciliares, vêm sendo apresentados como medida de controle de vazões do escoamento superficial urbano, pois é uma medida estrutural potencialmente de baixo custo. Além de que, esta é uma medida que pode ser empregada em áreas que ainda não foram urbanizadas, como os loteamentos, ou em construções já habitadas.

Estes reservatórios devem ser construídos abaixo do nível do terreno, e serão responsáveis pelo armazenamento temporário da água da chuva. Tendo como objetivos: a distribuição controlada da vazão de contribuição do terreno na bacia hidrográfica, redução dos impactos da impermeabilização do solo, entre outros. (JUNIOR E BARBASSA, 2006).

Segundo Carvalho, Sales e Vargas (2005, apud FRANCISCHETTI, 2012) a implantação destes dispositivos como elemento adicional da microdrenagem, pode resultar na atenuação dos problemas de macro-drenagem, alterando o aspecto impróprio do rápido escoamento da água precipitada.

O'LOUGHLIN et al. (1995, apud TASSI, 2002) explica que foi desenvolvido um estudo em Sydney, Austrália, para observar a utilização deste tipo de dispositivo em unidades de habitação que tinham sua área de contribuição ocupadas com diferentes tipos de construção. O resultado desta pesquisa demonstrou algumas vantagens e desvantagens.

Vantagens:

- O microrreservatório previne impactos adversos do desenvolvimento restaurando, pelo menos parcialmente, o armazenamento natural perdido;
- Não transfere para jusante os impactos da urbanização, diferenciando-se por isso do sistema tradicional;
- O sistema é equitativo, já que coloca a responsabilidade do controle para quem está implementando a urbanização e se beneficia dela;

- Os problemas são resolvidos na sua origem e as soluções não são adiadas.

Desvantagens:

- Os regulamentos são ainda deficientes, e os critérios e métodos de projeto são usualmente muito simplificados;
- Sob algumas condições hidrológicas, armazenamentos localizados nas partes mais baixas das bacias podem aumentar as taxas de escoamento a jusante devido aos hidrogramas retardados;
- A manutenção das estruturas é o maior problema, pois os microrreservatórios impõem obrigações muito pesadas aos proprietários;
- Os microrreservatórios possibilitam pouca redução de poluentes na água coletada.

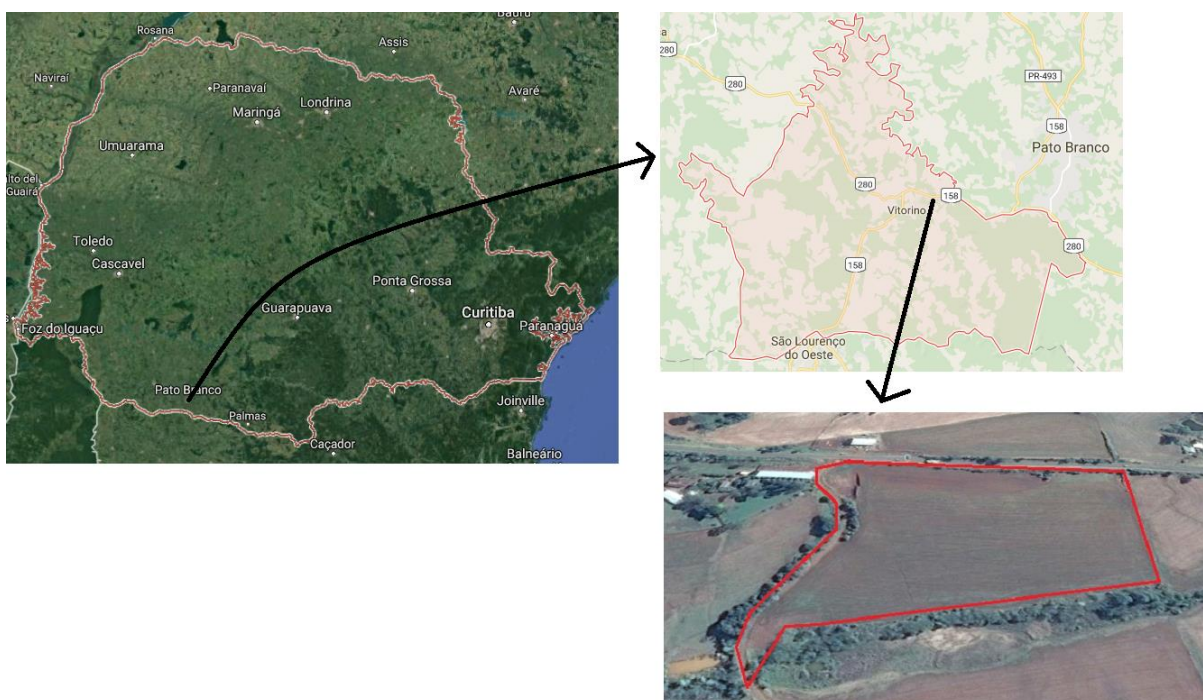
### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Na elaboração do presente estudo, foram utilizados parâmetros presentes no “Manual de drenagem e manejo de águas pluviais” do município de São Paulo desenvolvido em 2012, bem como parâmetros pertencentes às literaturas consultadas.

#### 3.1 ÁREA DE ESTUDO

##### 3.1.1 Delimitação da área de estudo

Para realizar o estudo e análise dos impactos decorrentes da instalação de reservatórios individuais em um loteamento industrial, foi utilizado um loteamento que será construído no município de Vitorino – PR, zona rural, cuja localização fica próxima a PR-280, estrada que liga o município de Vitorino – PR a Pato Branco – PR, conforme figuras 3 e 4 abaixo.



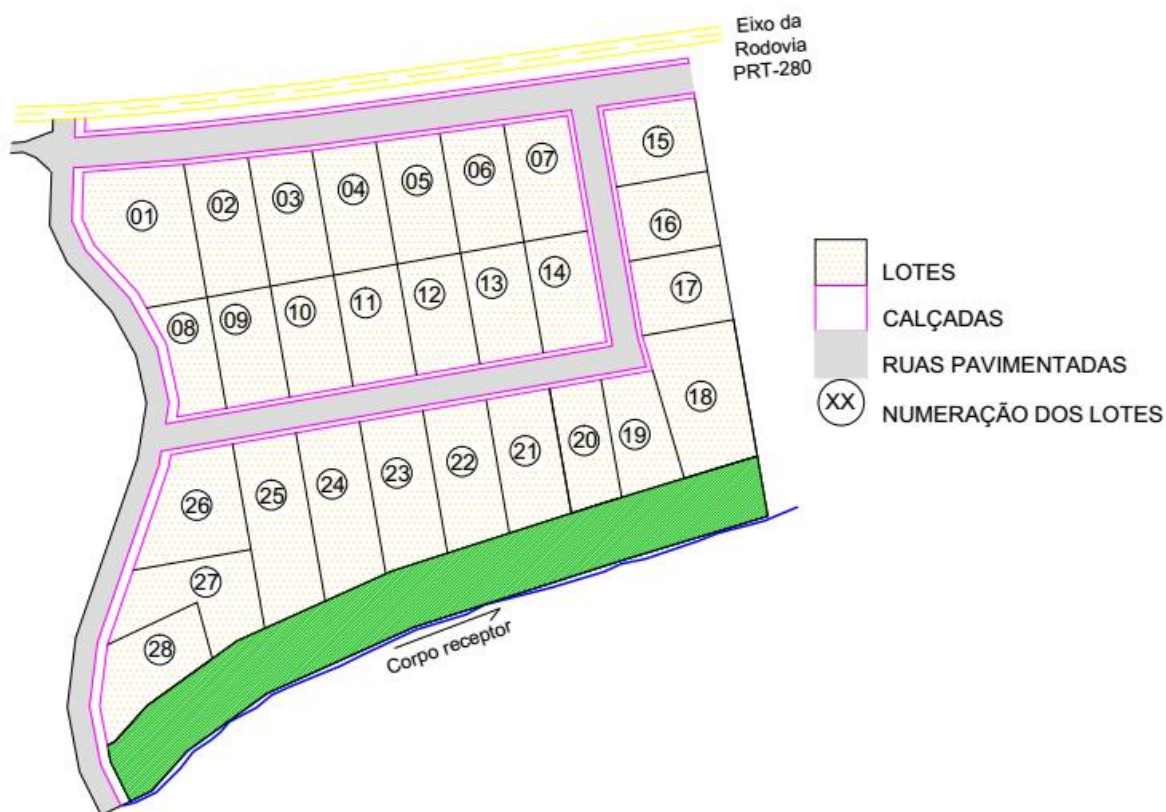
**Figura 3: Localização da área de estudo**  
Fonte: Adaptado de Google Earth (2016)



**Figura 4: Loteamento em estudo**  
**Fonte: Adaptado de Google Earth (2016)**

O loteamento industrial possui uma área de aproximadamente 0,1 km<sup>2</sup> e será constituído de 28 lotes industriais, calçadas e ruas, conforme figura 5. Vale ressaltar que a área do loteamento é bem inferior a 3 km<sup>2</sup>, possibilitando assim a utilização do método racional, conforme aponta Ramos, Barros e Palos (1999).

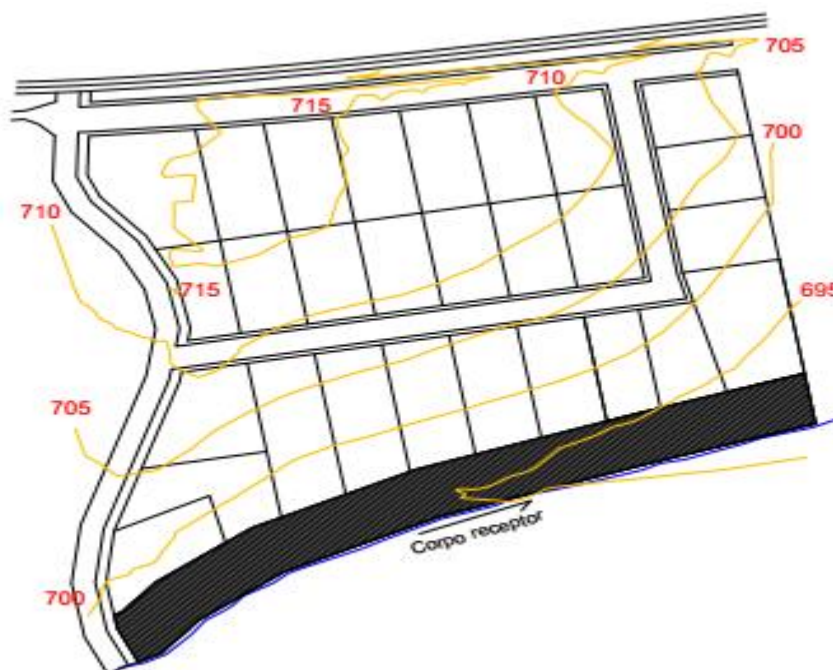




**Figura 5: Divisão do loteamento**  
**Fonte: Autoria própria**

### 3.1.2 Características topográficas

A área em estudo não possui o projeto de estradas, logo será considerado para dimensionamento o estado natural do terreno. Com base nas curvas de nível presentes no loteamento e demonstradas na figura 6, foi possível determinar o caminhamento das águas e o ponto de exutório, o qual será uma sanga sem denominação, com a função de atuar como corpo receptor das águas pluviais provenientes do projeto de drenagem.



**Figura 6: Curvas de nível do loteamento**  
**Fonte: Autoria própria**

As declividades naturais do terreno foram obtidas através da razão entre as cotas e as distâncias das curvas de nível medidas em planta, e por meio de interpolação linear simples para pontos intermediários entre as curvas de nível.

### 3.1.3 Uso e ocupação do solo

Com base no Anteprojeto de lei complementar de uso e ocupação do solo urbano e municipal de Vitorino, nota-se que o município está incluso na Zona de Incentivo ao Comércio, Indústria e Serviços (ZCIS), a qual possui os seguintes parâmetros de ocupação do solo urbano:

Coefficiente de aproveitamento básico: 1

Taxa de ocupação máxima (%): 85%

Taxa de permeabilidade mínima (%): 10%

Altura máxima (pavimentos): 2

Lote mínimo/testada mínima (m<sup>2</sup>/m): 750/20

O loteamento em estudo apresenta uma divisão do sua área total em calçadas, ruas e lotes, conforme demonstrado na tabela 2 abaixo, a qual expõe a impermeabilização de cada tipo de área.

**Tabela 2: Divisão do loteamento e áreas impermeáveis**

<b>Divisão do loteamento</b>	<b>Área total (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Área impermeável (m<sup>2</sup>)</b>
Lotes	57073,35	51366,015
Calçadas	4760,09	4760,09
Ruas de asfalto	13529,32	13529,32
<b>Total do loteamento</b>	<b>75362,76</b>	<b>69655,425</b>

**Fonte: Autoria própria**

As áreas apresentadas foram utilizadas para realizar o posterior dimensionamento e projeto de drenagem das águas pluviais.

#### 3.1.4 Transformação da chuva em vazão

O método racional, já mencionado na equação (1), foi utilizado para realizar a obtenção das vazões de contribuição a partir das precipitações.

#### 3.1.5 Coeficientes de escoamento superficial

Existem diversas sugestões de valores para o coeficiente de escoamento superficial na literatura, de acordo com o uso do solo e com relação à cobertura superficial do solo. Adotou-se para cada tipo de superfície das divisões do loteamento, um coeficiente de escoamento superficial particular conforme tabela 3 abaixo.

**Tabela 3: Coeficientes de escoamento superficial para o loteamento**

<b>Tipo de superfície</b>	<b>Coeficiente de escoamento superficial - C</b>
Lotes	0,70
Calçadas	0,85
Ruas de asfalto	0,95

**Fonte: Adaptado de Tucci (2001) e FCTH (2012)**

Para a parte referente aos lotes foi utilizado um coeficiente C igual a 0,7, englobando o coeficiente para edificações densas e não muito densas conforme apontamento de FCTH (2012). Já para as superfícies de calçadas e ruas pavimentadas foram utilizados os valores máximos recomendados por Tucci (2001) de 0,85 e 0,95 respectivamente.

### 3.1.6 Vazões de contribuição

De posse da Equação 1, e com os coeficientes de escoamento superficial e as áreas de contribuição em mãos é possível obter as vazões de contribuição do loteamento, para os lotes com e sem o uso de reservatórios de retenção e as vazões de contribuição decorrentes das calçadas e das ruas pavimentadas que serão as mesmas para ambos os casos.

### 3.1.7 Caracterização hidrológica

#### 4.1.7.1 Equação de chuvas intensas para a cidade de Vitorino-PR.

Conforme Lorenzoni et al. (2014), é importante conhecer as características das chuvas intensas para realizar o dimensionamento de obras hidráulicas, podendo assim prever a intensidade máxima da chuva a partir de uma equação específica para cada região. Essa equação que relaciona a intensidade, duração e frequência de uma chuva e gera as curvas IDF, pode ser expressa pela equação 2:

$$i = \frac{k \cdot TR^a}{(t+b)^c} \quad \text{Equação (2)}$$

Em que:

i = intensidade média da chuva, em mm/h;

TR = período de retorno, em anos;

t = tempo de duração da chuva, em min;

k,a,b,c = coeficientes específicos para cada localidade.

Para o presente estudo, através das coordenadas geográficas do município de Vitorino – PR (latitude: 26°16'37" S. e longitude: 52°47'02" W.), foi utilizado o software Plúvio 2.1, desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos da Universidade Federal de Viçosa, o qual forneceu os seguintes valores para os coeficientes:

$$K = 880,206$$

$$a = 0,152$$

$$b = 9,002$$

$$c = 0,732$$

Resultando na Equação 3 abaixo:

$$i = \frac{880,206 \cdot TR^{0,152}}{(t+9,002)^{0,732}} \quad \text{Equação (3)}$$

#### 4.1.7.2 Determinação do tempo de retorno

Conforme o manual de drenagem e manejo das águas pluviais de São Paulo, para obras de microdrenagem o tempo de retorno de projeto deverá constar entre 2 e 10 anos. Tucci (2001), recomenda que para áreas comerciais o valor esteja no intervalo de 5 a 10 anos, sendo assim, para o presente projeto, será adotado o valor correspondente a 5 anos para o período de retorno.

Tucci (2009, apud SOUZA 2013) sugere a correção do coeficiente de escoamento superficial C em função do tempo de retorno adotado, entretanto como pode ser visto na tabela 4, para a faixa de intervalo entre 2 e 10 anos essa correção não é necessária.

**Tabela 4: Fator de correção para o coeficiente de escoamento superficial C**

<b>Tempo de Retorno (anos)</b>	<b>Fator de correção</b>
2 a 10	1,00
25	1,10
50	1,20
100	1,25

Fonte: Tucci (2009, apud SOUZA 2013)

#### 4.1.7.3 Tempo de duração da precipitação

Tendo em vista uma das considerações primordiais do método racional, que considera o tempo de duração da precipitação igual ao tempo de concentração, deve-se então adotar uma fórmula adequada para o cálculo do tempo de concentração.

Segundo Botelho (2011), o tempo de concentração (equação 4) pode ser calculado como sendo a soma de dois tempos: o tempo que uma gota de água que cai em um ponto extremo da bacia, leva até chegar ao vale de maior extensão, denominado “ta” e fixado normalmente em 10 minutos, e outro tempo que corresponde ao tempo que uma gota de água leva para percorrer o vale da bacia de maior extensão, até a primeira boca de lobo do sistema, denominado “ts”.

$$T_c = t_s + t_a \quad \text{Equação (4)}$$

Ainda de acordo com o mesmo autor, o tempo de escoamento superficial (equação 5), pode ser calculado através da fórmula de George Ribeiro, expressa na equação 5, conforme aponta o estudo de Silveira (2005, apud FCTH, 2012).

$$t_s = \frac{16.L}{(1,05-0,2p).(100I_0)^{0,04}} \quad \text{Equação (5).}$$

Onde:

$t_s$  = tempo de escoamento superficial, em min;

$L$  = comprimento do talvegue, em km;

$I_0$  = declividade média da bacia, em m/m;

$p$  = parte permeável da bacia, adimensional.

Partindo do princípio que o valor  $L$  para o loteamento em estudo é pequeno, a fórmula acima tende à zero, logo será desconsiderada e o tempo de duração adotado será de 10 minutos para o dimensionamento da rede de microdrenagem de ambos os casos.

#### 4.1.7.3 Determinação da intensidade de precipitação

A partir da curva IDF obtida pelo software Plúvio para a localidade em estudo, utilizando os valores de 5 anos para o tempo de retorno e 10 minutos para o tempo de duração da precipitação, obteve-se a intensidade da chuva.

### 3.2 PROJETO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO

Em virtude da inexistência de uma legislação específica regulamentadora para a realização do projeto dos reservatórios de retenção de cheia na região em estudo, seria utilizado como base o disposto no Decreto 176/2007 de Curitiba – PR, entretanto devido ao fato da não especificação do tempo de duração da chuva para o cálculo do reservatório, optou-se por utilizar para o cálculo do volume necessário para o reservatório de retenção, o disposto na Lei 13.276, sancionada em 04 de janeiro de 2002, regulamentada pelo Decreto nº 41.814 em 15/03/2002, denominada popularmente como “lei das piscininhas” do município de São Paulo – SP.

O dimensionamento do volume necessário para o reservatório de retenção será calculado mediante a aplicação da equação 6 abaixo, disposta na lei supracitada:

$$V=0,15.Ai.IP.t \qquad \text{Equação (6).}$$

Em que:

V = Volume do reservatório, em m<sup>3</sup>;

Ai = área impermeabilizada do lote, em m<sup>2</sup>;

IP = índice pluviométrico igual a 0,06, em m/h;

t = tempo de duração da chuva igual a uma hora.

Nakazone (2005), em seus estudos, afirma que apesar do índice pluviométrico utilizado, não estar especificado detalhadamente, apresenta um tempo de retorno de 10 anos para o tempo de duração da chuva de 1 hora. Esse tempo é para o município de São Paulo – SP, contudo, para o mesmo tempo de retorno e duração da precipitação, temos para o município em estudo um valor de 56,30 mm/h, valor próximo ao utilizado em São Paulo – SP, e mais condizente do que o valor utilizado no Decreto 176 de Curitiba correspondente a 80 mm/h.

O diâmetro do orifício regulador de vazão deverá obedecer ao critério demonstrado na tabela 5 abaixo:

**Tabela 5: Diâmetro do orifício regulador de vazão**

<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Diâmetro (mm)</b>
Até 2	25
3 a 6	40
7 a 26	50
27 a 60	75
61 a 134	100
135 a 355	150
356 a 405	200
406 a 800	300
801 a 1300	400
1301 a 2000	500

**Fonte: Decreto 176/2007 de Curitiba – PR**

Podem-se utilizar os modelos simplificados e modelos de amortecimento para a determinação do volume dos reservatórios de detenção, sendo o modelo simplificado utilizado para áreas muito pequenas em que se faz uso de poucas informações dos hidrogramas de entrada antes e após a urbanização, já os modelos de amortecimento por sua vez, são empregados nas demais situações e a vazão do dispositivo de saída regula o volume a ser armazenado, conforme aponta Nakazone (2005). O método de McCuen é um exemplo de modelo simplificado, enquanto que o método de Puls é um dos métodos mais utilizados para amortecimento em reservatórios.

Para o presente estudo foi considerado o método modificado de Puls, que é um método muito utilizado para a propagação de cheia em reservatórios. O método modificado de Puls é um método iterativo que depende da curva de descarga do orifício extravasor e da curva cota x volume do reservatório, conforme aponta Ming (2007). Baseado no princípio de conservação de massa entre o armazenamento no reservatório e as vazões de entrada e saída, neste método o volume é determinado por tentativas sucessivas, analisando as variações ao longo do tempo para certa configuração do sistema.

A equação da continuidade é expressa pela equação 7 abaixo:

$$I-O= \Delta S$$

Equação (7).



Em que:

$I$  = vazão de entrada no trecho, em  $m^3/h$ ;

$O$  = vazão de saída, em  $m^3/h$ ;

$S$  = volume armazenado no trecho, em  $m^3$ ;

Para o método de Puls modificado a equação da continuidade pode ser definida como na equação (8) a seguir:

$$I_1 + I_2 + \left( \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 \right) = \left( \frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 \right) \quad \text{Equação (8).}$$

Onde:

$O$  = descarga média do reservatório no intervalo  $\Delta t$ , em  $m^3/h$ ;

$S$  = armazenamento médio do reservatório no intervalo  $\Delta t$ , em  $m^3$ ;

$\Delta t$  = intervalo de tempo, em h.

O hidrograma de entrada foi determinado através do método racional, para tempos de meio minuto (este foi o tempo utilizado para o estudo), considerando que a máxima da vazão acontece no tempo 10 minutos e após esse tempo o reservatório não recebe mais vazão contribuição.

A relação cota *versus* volume foi calculada multiplicando a área da base do reservatório pelas lâminas d'água que foram divididas a cada meio centímetro .

As vazões de descarga de orifício foram calculadas por meio da equação 9 abaixo (CANHOLI, 2005 apud SOUZA, 2013):

$$Q = C_d * A_0 * \sqrt{2 * g * h} \quad \text{Equação (9).}$$

Onde:

$Q$  = vazão de saída do orifício, em  $m^3/s$ ;

$C_d$  = coeficiente de descarga do orifício, adimensional, com valor de 0,6;

$A_0$  = área transversal do orifício, em  $m^2$ ;

$g$  = aceleração gravitacional,  $9,81 m^2/s$ ;

$h$  = altura da lâmina de água acima do eixo central do orifício (desconsiderando a altura do orifício pelo fato da mesma ter uma dimensão da ordem de poucos milímetros).

De posse das três tabelas fundamentais, foi possível obter as vazões de saída no tempo através da iteratividade que propõe o método de Puls modificado.

### 3.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DOS ELEMENTOS

Partindo do princípio que a microdrenagem urbana é composta pelos seguintes elementos: galerias, poços de visita, trechos, bocas de lobo, tubos de ligação, meio fio e sarjetas conforme aponta Tucci (2001), é necessário que se realize o dimensionamento de alguns elementos para efetuar o transporte das águas pluviais com eficiência.

No dimensionamento do sistema de drenagem para o caso convencional, considerou-se que as vazões decorrentes do escoamento superficial do loteamento deverão escoar pelas sarjetas até que ocorra a captação pelas bocas de lobo e o transporte pelas galerias pluviais até desembocar a jusante no corpo receptor. É importante ressaltar que as vazões de contribuição oriundas de calçadas e ruas pavimentadas não serão captadas pelos reservatórios de retenção de cheias, logo serão iguais tanto no dimensionamento do caso convencional, quanto no caso alternativo.

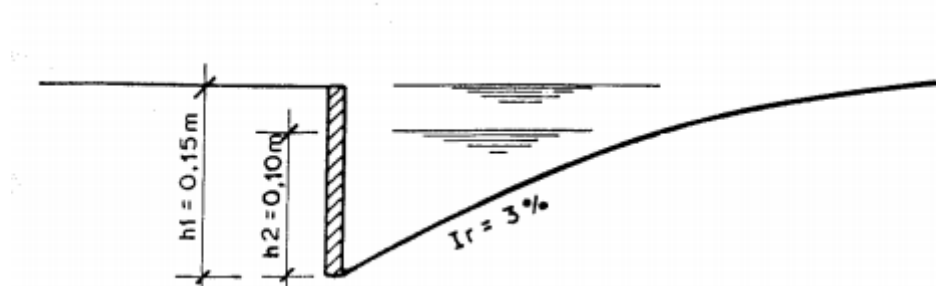
No caso do sistema com a utilização de reservatórios de retenção de cheia, o escoamento proveniente dos lotes será amortecido pela utilização dos reservatórios e chegará diretamente nas galerias pluviais por meio de tubos de ligação de PVC.

Serão adotados certos critérios e hipóteses recorrentes na literatura para os cálculos hidráulicos referentes às sarjetas, bocas de lobo e galerias de águas pluviais conforme demonstrados a seguir.

### 3.3.1 Sarjetas

Conforme Tucci (2001) as sarjetas são definidas como faixas de via pública, paralelas e vizinhas ao meio-fio.

Ainda de acordo com o mesmo autor, existem duas hipóteses de cálculo para o dimensionamento das sarjetas: a água escoando por toda a calha da rua, ou a água escoando somente pelas sarjetas. A diferença entre as hipóteses fica por conta da altura da lâmina d'água, 15 cm e 10 cm respectivamente, conforme aponta a figura 7 abaixo.



**Figura 7: Seção da sarjeta**  
Fonte: Tucci (2001)

Existem outros métodos de cálculo das sarjetas, alguns considerando também a declividade transversal do leito carroçável, visto que as sarjetas não apresentam regime permanente uniforme, e sim variável. Entretanto, por tratar-se de um estudo comparativo, adotou-se a metodologia exposta abaixo.

Para o presente estudo, adotou-se como hipótese a água escoando somente pelas sarjetas, com declividade de 3% e altura da lâmina d'água de 10 centímetros.

Tucci (2001), ressalta que o dimensionamento hidráulico das sarjetas baseia-se pela equação 9 abaixo, denominada de equação Manning.

$$Q = \frac{R_h^{2/3} \cdot A \cdot S^{1/2}}{n} \quad \text{Equação (9).}$$

Em que:

Q = vazão, em m<sup>3</sup>/s;

Rh = raio hidráulico, em m;

A = área, em m<sup>2</sup>;

S = declividade longitudinal da rua, em m/m;

$n$  = coeficiente (tabelado) de rugosidade de Manning, em  $m^{-1/3}.s$ .

O valor do coeficiente de rugosidade de Manning é adotado como sendo 0,018 para acabamento em concreto liso, conforme aponta FCTH (2012), que ainda recomenda que quando a vazão calculada extrapolar a capacidade da sarjeta deve-se utilizar as bocas de lobo para captar o excesso.

Wilken (1978), recomenda que a velocidade máxima de escoamento da sarjeta seja de 3 m/s com o intuito de não danificar o pavimento. O cálculo da velocidade é obtido através da substituição da equação 10 (equação da continuidade) na equação 9, obtendo a equação 11 abaixo:

$$Q = V.A \quad \text{Equação (10).}$$

$$V = \frac{R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad \text{Equação (11).}$$

Onde:

$Q$  = vazão, em  $m^3/s$ ;

$R_h$  = raio hidráulico, em m;

$S$  = declividade longitudinal da rua, em m/m;

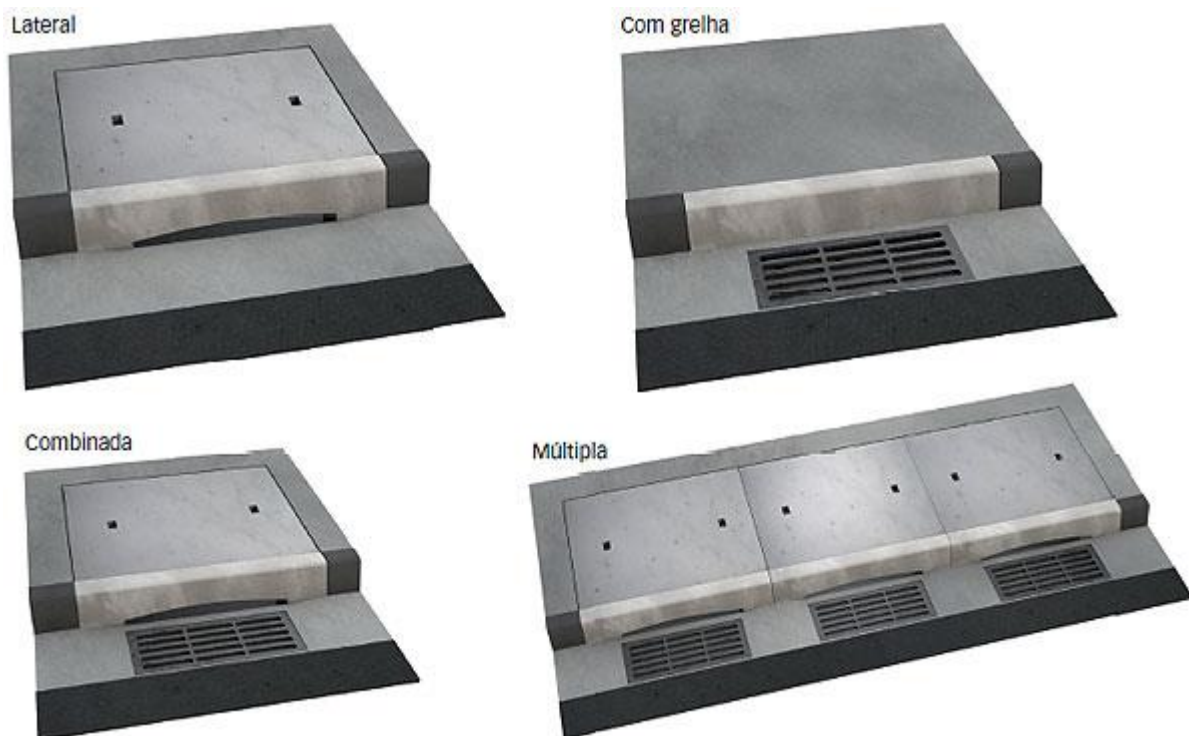
$n$  = coeficiente (tabelado) de rugosidade de Manning, em  $m^{-1/3}.s$ ;

$A$  = área, em  $m^2$ .

### 3.3.2 Bocas de Lobo

As bocas de lobo são dispositivos instalados nas sarjetas cuja função é captar as águas transportadas pelas mesmas, conforme define FCTH (2012).

Ainda segundo a Fundação Centro Tecnológica de Hidráulica (2012), podemos classificar as bocas de lobo em quatro tipos: simples, com grelha, combinada e múltipla, todas com ou sem depressão, conforme figura 8 abaixo. Já para Tucci (2001) as bocas de lobo podem ser divididas em três grupos: bocas de lobos de guias, de sarjetas ou combinadas.



**Figura 8: Tipos de boca lobo (sem depressão)**  
**Fonte: Nakamura (2011)**

A capacidade de engolimento das bocas de lobo pode ser determinada por alguns métodos distintos presentes na literatura, contudo, para Botelho (2011), diversos fatores influem na capacidade de engolimento das bocas de lobo.

Para o presente projeto, serão adotadas bocas de lobo combinadas com abertura de 1,0 metros e largura de 0,7 metros, e bocas de lobo combinadas múltiplas em alguns casos devido as elevadas vazões do loteamento, todas sem depressão. Para o mesmo autor, essas bocas de lobo possuem a capacidade de engolimento fixada em 80 l/s, valor adotado constante. A Fundação Centro Tecnológica de Hidráulica (2012) recomenda a utilização de um fator de redução de escoamento para bocas de lobo, devido às obstruções causadas por detritos, bem como irregularidades nos pavimentos das ruas junto às sarjetas. Para o caso de boca de lobo combinadas, o valor recomendado é de 35%, entretanto será utilizado um fator de redução de 20%, admitindo-se que ocorrerá tanto o zelo ao executar os elementos de microdrenagem, quanto a colaboração da população no que se refere à conscientização de não poluição das ruas.

### 3.3.3 Galerias de águas pluviais

Pita (2011) destaca que as galerias de água pluviais tem a função de organizar a vazão, realizando o transporte desta até o corpo receptor.

Tucci (2001) afirma que o dimensionamento hidráulico das galerias de águas pluviais devem obedecer a equação de Manning, demonstrada na equação 9, com a utilização do coeficiente de rugosidade fixado em  $0,013 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ .

Partindo da premissa que é interessante afastar as águas das chuvas de forma rápida do loteamento, é importante que se obtenha uma velocidade de escoamento próxima à velocidade máxima, todavia por dificuldades técnicas e orçamentárias nem sempre é possível.

A máxima velocidade é obtida através da relação,  $y_o = 0,81D$ , em que  $y_o$  refere-se à lâmina d'água e  $D$  é o diâmetro da tubulação. Todavia, para o presente projeto fixou-se a lâmina d'água em  $y_o = 0,75D$ , para existir certa folga na seção do conduto. Tomaz (2002) indica que a velocidade máxima deve ser de 5 m/s e velocidade mínima seja de 0,7 m/s. Botelho (2011), recomenda que para tubos de concreto simples, o recobrimento mínimo adotado seja de 0,6 metros.

A velocidade foi calculada através do método proposto por Menezes Filho e Costa (2012), em seus estudos.

O cálculo do diâmetro foi realizado com base na equação de Manning, através de relações para seção circular. O material empregado foram os tubos de concreto simples com diâmetros variando de 300 a 600 milímetros, com subdivisões de 100 em 100 milímetros.

Apesar de existirem diâmetros de 200 milímetros, o mínimo empregado foi de 300 milímetros devido ao fato de serem os diâmetros que constam na Tabela de Preços Unitários Compostos da SANEPAR (2016).

## 3.4 ESTUDO ORÇAMENTÁRIO

O estudo comparativo orçamentário entre os casos apresentados foi realizado com base na Tabela de Preços Unitários Compostos, produzido pela Companhia de Saneamento do Pará (SANEPAR), em 2016. Entretanto, essa atualização de

2016 não contempla as caixas de captação, que serão consideradas como as bocas de lobo para o estudo dos preços. Para isso se utilizou os valores pertencentes ao ano de 2008, ressaltando que os valores para esse item estão desatualizados, porém não comprometem o resultado dos orçamentos finais visto que basta fazer um simples reajuste. Nos poços de visitas, adotou-se uma folga de meio metro abaixo das cotas de jusante do tubo, prevenindo assim que em caso de precipitação extrema acabe ocorrendo o afogamento precoce das galerias pluviais.

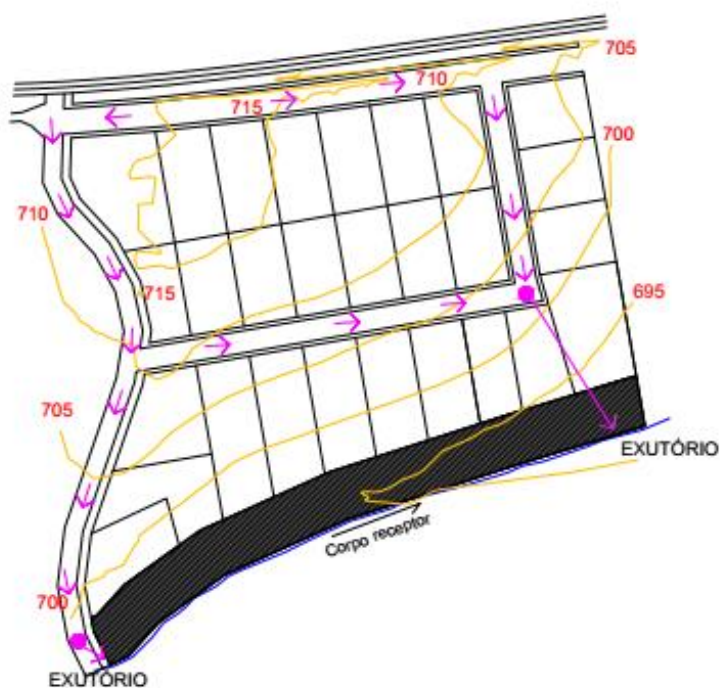
## 4 RESULTADOS

### 4.1 ÁREA DE ESTUDO

#### 4.1.1 Características Topográficas

Como já mencionado, o loteamento conta com uma sanga que será o corpo receptor das águas captadas pelo sistema de drenagem pluvial.

Através das curvas de nível é possível obter o sentido de caminhamento das águas pluviais de acordo com as declividades do terreno, conforme demonstrado na figura 9.



**Figura 9: Sentido de escoamento das águas**  
**Fonte: Autoria própria**

#### 4.1.2 Uso e ocupação do solo

De posse dos parâmetros municipais, em que se tem a taxa de permeabilidade mínima de 10%, considerou-se que em todos os loteamentos seria



utilizado o máximo potencial de construção de sua área, resultando assim em 92,43% de área impermeável entre lotes, calçadas e ruas pavimentadas, o restante, 7,57% correspondem às áreas permeáveis dos loteamentos.

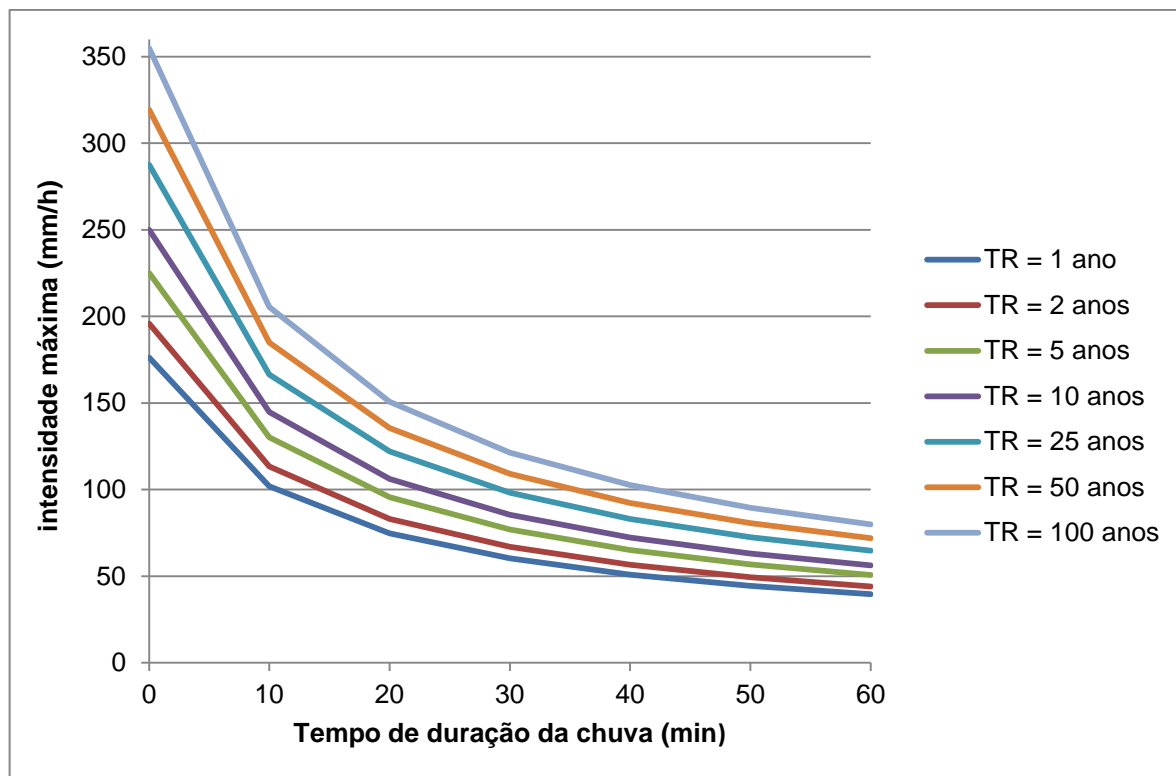
#### 4.1.3 Caracterização Hidrológica

Com base na equação de chuvas intensas, demonstrada na equação 3, foi possível determinar a curva de intensidade, duração e frequência para o município em estudo variando os valores do tempo de retorno e de duração da chuva, o que fica explicitado na tabela 6 e no gráfico 1 abaixo:

**Tabela 6: Intensidades máximas de precipitação em (mm/h)**

TR (anos)	Duração da precipitação (minutos)						
	0	10	20	30	40	50	60
1	176,20	101,98	74,83	60,24	50,97	44,49	39,68
2	195,78	113,31	83,15	66,94	56,64	49,44	44,09
5	225,04	130,24	95,57	76,94	65,10	56,83	50,67
10	250,04	144,71	106,19	85,49	72,33	63,14	56,30
25	287,41	166,34	122,06	98,26	83,14	72,58	64,72
50	319,34	184,82	135,62	109,18	92,38	80,64	71,91
100	354,82	205,35	150,69	121,31	102,65	89,60	79,90

Fonte: Autoria própria



**Gráfico 1: Curva intensidade-duração-frequência do município de Vitorino – PR**  
**Fonte: Autoria própria**

Para os cálculos da drenagem utilizou-se a intensidade de precipitação de 130,24 mm/h, referente ao tempo de duração da chuva de 10 minutos e tempo de retorno de 5 anos

#### 4.1.4 Vazões de contribuição

Através da aplicação do método racional, foram determinadas as vazões de contribuição referente ao loteamento, conforme as tabelas 7 e 8 abaixo:

Tabela 7: Vazões de contribuição dos lotes

<b>Lote</b>	<b>Área total (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Vazão de contribuição (m<sup>3</sup>/h)</b>
Lote 1	2792,21	254,76
Lote 2	2111,99	192,70
Lote 3	2045,58	186,64
Lote 4	1992,66	181,81
Lote 5	1953,21	178,21
Lote 6	1915,80	174,80
Lote 7	1880,43	171,57
Lote 8	1382,36	126,13
Lote 9	1792,00	163,50
Lote 10	1792,00	163,50
Lote 11	1792,00	163,50
Lote 12	1792,00	163,50
Lote 13	1792,00	163,50
Lote 14	1792,00	163,50
Lote 15	1733,95	158,21
Lote 16	1727,30	157,60
Lote 17	1727,30	157,60
Lote 18	2886,4	263,36
Lote 19	1691,87	154,37
Lote 20	1589,44	145,02
Lote 21	2104,07	191,98
Lote 22	2197,24	200,48
Lote 23	2372,88	216,50
Lote 24	2592,19	236,51
Lote 25	2863,98	261,31
Lote 26	2391,68	218,22
Lote 27	2339,81	213,49
Lote 28	2029,00	185,13

Fonte: Autoria própria

Tabela 8: Vazões de contribuição de calçadas e ruas de asfalto

<b>Divisão do loteamento</b>	<b>Área total (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Área impermeável (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Vazão de contribuição (m<sup>3</sup>/h)</b>
Calçadas	4760,09	4760,09	527,38
Ruas de asfalto	13529,32	13529,32	1675,29

Fonte: Autoria própria

#### 4.2 RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

O volume dos reservatórios de contenção de cheias, calculado com base na equação 6 exposta anteriormente, bem como seus respectivos diâmetros do orifício regulador de vazão estão demonstrados na tabela 9 abaixo.

**Tabela 9: Volumes necessários para os reservatórios de retenção e diâmetro do orifício regulador de vazão**

<b>Lote</b>	<b>Área total (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Volume calculado (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume adotado (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Diâmetro do Orifício Regulador de vazão (mm)</b>
Lote 1	2792,86	25,14	26,00	50
Lote 2	2111,99	19,01	26,00	50
Lote 3	2045,58	18,41	26,00	50
Lote 4	1992,66	17,93	18,00	50
Lote 5	1953,21	17,58	18,00	50
Lote 6	1915,80	17,24	18,00	50
Lote 7	1880,43	16,92	18,00	50
Lote 8	1382,36	12,44	18,00	50
Lote 9	1792,00	16,13	18,00	50
Lote 10	1792,00	16,13	18,00	50
Lote 11	1792,00	16,13	18,00	50
Lote 12	1792,00	16,13	18,00	50
Lote 13	1792,00	16,13	18,00	50
Lote 14	1792,00	16,13	18,00	50
Lote 15	1733,95	15,61	18,00	50
Lote 16	1727,30	15,55	18,00	50
Lote 17	1727,30	15,55	18,00	50
Lote 18	2886,40	25,98	26,00	50
Lote 19	1691,87	15,23	18,00	50
Lote 20	1589,44	14,30	18,00	50
Lote 21	2104,07	18,94	26,00	50
Lote 22	2197,24	19,78	26,00	50
Lote 23	2372,88	21,36	26,00	50
Lote 24	2592,19	23,33	26,00	50
Lote 25	2863,98	25,78	26,00	50
Lote 26	2391,68	21,53	26,00	50
Lote 27	2339,81	21,06	26,00	50
Lote 28	2029,00	18,26	26,00	50

**Fonte: Autoria própria**

Devido aos lotes possuírem áreas discrepantes, o volume mínimo obtido foi 12,44 m<sup>3</sup> para o lote 8, e o máximo 25,98 m<sup>3</sup> para o lote 18. Adotou-se para dimensionamento dois modelos de reservatórios, um com capacidade para 18 m<sup>3</sup>, englobando os lotes 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 19 e 20, e outro com capacidade de 26,00 m<sup>3</sup> captando a água dos lotes restantes.

Para a padronização das dimensões laterais foram determinados valores para um reservatório quadrado que propiciassem uma redução de vazão (Tabela 10), porém sem ocupar uma base muito larga a fim de não tornar o projeto muito oneroso.

**Tabela 10: Dimensões laterais**

<b>Volume adotado reservatório (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Dimensões Laterais (m)</b>
18	4
26	5

Fonte: Autoria própria

#### 4.2.1 Vazões de saída

A vazão de saída de interesse para o dimensionamento é a máxima vazão de saída, que é a obtida para a máxima vazão de contribuição do lote, correspondente ao tempo de duração de 10 minutos da chuva. Os valores podem ser observados na tabela 11 abaixo:

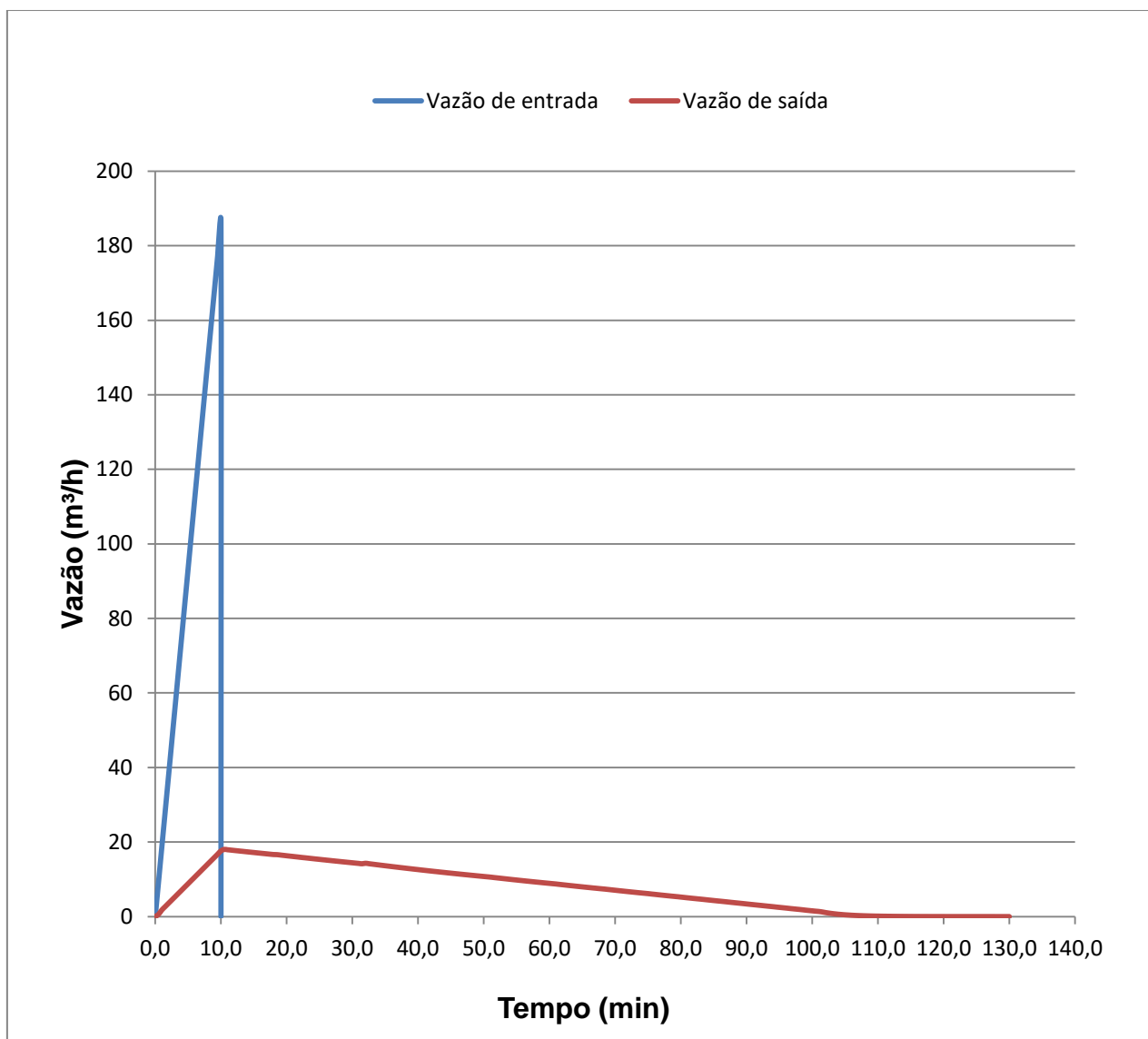
**Tabela 11: Vazões de saída**

<b>Lote</b>	<b>Área total (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Lâmina d'água (m)</b>	<b>Vazão de saída (m<sup>3</sup>/h)</b>
Lote 1	2792,21	1,01	18,83688
Lote 2	2111,99	0,76	16,38062
Lote 3	2045,58	0,74	16,12102
Lote 4	1992,66	1,12	19,88891
Lote 5	1953,21	1,10	19,69105
Lote 6	1915,80	1,08	19,50157
Lote 7	1880,43	1,06	19,32071
Lote 8	1382,36	0,78	16,56552
Lote 9	1792,00	1,01	18,86094
Lote 10	1792,00	1,01	18,86094
Lote 11	1792,00	1,01	18,86094
Lote 12	1792,00	1,01	18,86094
Lote 13	1792,00	1,01	18,86094
Lote 14	1792,00	1,01	18,86094
Lote 15	1733,95	0,98	18,55294
Lote 16	1727,30	0,97	18,51733
Lote 17	1727,30	0,97	18,51733
Lote 18	2886,40	1,04	19,14973
Lote 19	1691,87	0,95	18,32643
Lote 20	1589,44	0,89	17,76301
Lote 21	2104,07	0,76	16,34988
Lote 22	2197,24	0,79	16,70795
Lote 23	2372,88	0,85	17,3629
Lote 24	2592,19	0,93	18,14754
Lote 25	2863,98	1,03	19,07521
Lote 26	2391,68	0,86	17,43155
Lote 27	2339,81	0,84	17,24149
Lote 28	2029,00	0,73	16,05556

Fonte: Autoria própria

As vazões de saída do reservatório instalado no Lote 03 com respectiva vazão de contribuição de 186,64 m<sup>3</sup>/h pode ser verificado abaixo no gráfico 2. O reservatório demorou praticamente 120 minutos para ser esvaziado completamente. Os demais gráficos para os lotes restantes não foram demonstrados por apresentar comportamento semelhante.

Nota-se uma grande diferença entre o pico da vazão máxima de entrada e o pico da vazão máxima de saída, esta diferença acontece pelo fato da área do lote ser elevada gerando uma alta vazão de contribuição, bem como devido às dimensões adotadas para o reservatório.



**Gráfico 2: Vazões presentes no reservatório de detenção**  
Fonte: Autoria própria

#### 4.2.2 Projeto do reservatório de detenção

Levando em consideração que não existe uma uniformidade entre as áreas do loteamento, nota-se que seria necessário um reservatório para cada lote, visando atender a necessidade única individual. Entretanto, a fim de facilitar a execução em obra, foram previstos, conforme já mencionado, dois modelos de reservatórios para atender o loteamento, um com capacidade de 26 m<sup>3</sup> e base quadrada de 25 m<sup>2</sup> e outro com capacidade de 18 m<sup>3</sup> e base quadrada de 16 m<sup>2</sup>.

O projeto deverá ser realizado conforme modelo para aprovação previsto no Decreto 176 constando no Anexo A. A altura do septo dos reservatórios será igual à altura da máxima lâmina d'água, obtida para a maior vazão de contribuição, satisfazendo assim todas as situações. Deve-se deixar ainda um espaço disponível caso ocorra um evento extremo e o reservatório precise extravasar o volume excedente. Todavia, é importante salientar que essa vazão não será contemplada nos cálculos.

### 4.3 VAZÕES MÁXIMAS DO LOTEAMENTO

#### 4.3.1 Caso A: Loteamento sem utilização de reservatórios de detenção

As vazões determinadas na situação em que não são utilizados reservatórios de detenção, com o dimensionamento da drenagem sendo realizado por meio do método convencional, estão demonstradas na tabela 12 abaixo:

**Tabela 12: Vazão de contribuição – caso convencional**

<b>Divisão do loteamento</b>	<b>Área total (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Área impermeável (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/h)</b>
Lotes	57073,35	51366,015	5207,43
Calçadas	4760,09	4760,09	527,38
Ruas de asfalto	13529,32	13529,32	1675,29
<b>Total do loteamento</b>	<b>75362,76</b>	<b>69655,425</b>	<b>7410,10</b>

Fonte: Autoria própria

#### 4.3.2 Caso B: Loteamento com utilização de reservatórios de retenção

As vazões para o caso em que utiliza-se os reservatórios de retenção como medida alternativa para o projeto de drenagem, buscando um amortecimento das vazões de contribuição provenientes dos lotes industriais, para a área em estudo estão expostas na tabela 13 abaixo:

**Tabela 13: Vazão de contribuição – caso alternativo**

<b>Divisão do loteamento</b>	<b>Área total (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Área impermeável (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/h)</b>
Lotes	57073,35	51366,015	508,67
Calçadas	4760,09	4760,09	527,38
Ruas de asfalto	13529,32	13529,32	1675,29
Total do loteamento	75362,76	69655,425	2711,34

Fonte: Autoria própria

#### 4.4 DRENAGEM DA ÁREA DE ESTUDO

Preliminarmente foram delimitadas sub-bacias de contribuição, analisando com cuidado as curvas de nível e declividades naturais do terreno. A proposta de dimensionamento inicial era realizar a locação das bocas de lobo apenas nos pontos mais baixos da rua, entretanto alguns trechos apresentaram problemas. Em algumas ruas as vazões de contribuição superaram a capacidade de condução da sarjeta, sendo necessário instalar bocas de lobo em pontos intermediários, todavia, como regra geral, pode-se observar que seria necessária a instalação de um número elevado de bocas de lobo múltiplas ao fim da rua.

Optou-se então pelo ajuste da proposta inicial e uma nova divisão das sub-bacias a fim de distribuir de maneira adequada às bocas de lobo ao longo das ruas.

Para as velocidades ficarem situadas dentro dos intervalos mínimo e máximo, foram alteradas as declividades dos tubos.

As planilhas de dimensionamento encontram-se no anexo B, o estudo orçamentário encontra-se no anexo C, enquanto que o traçado dos projetos encontram-se no anexo D.



#### 4.4.1 Caso A: Loteamento sem utilização de reservatórios de detenção

Para o caso da não utilização de reservatórios de detenção, foi possível analisar que as galerias de águas pluviais começam nos pontos em que são instaladas as bocas de lobo.

Devido às vazões de contribuição dos lotes serem mais altas, foram precisos diâmetros maiores para os tubos de ligação e galerias.

O último trecho do sistema atingiu uma velocidade maior que 5,0 m/s, entretanto, por ser o último trecho, admitiu-se o valor levando em consideração que ocorrerá a situação ideal em que será instalado um dispositivo de redução de velocidade na chegada do tubo ao corpo receptor.

Em alguns trechos foram afundadas as cotas dos tubos ora para respeitar a declividade mínima imposta de 1,00%, ora para diminuir o diâmetro teórico calculado.

#### 4.4.2 Caso B: Loteamento com utilização de reservatórios de detenção

Para o caso em que foram utilizados reservatórios de detenção a fim de minimizar o pico de vazão descarregado nas galerias pluviais, foi necessário adotar alguns critérios e possível observar algumas peculiaridades:

Para os tubos de ligação responsáveis por levar a vazão de saída do reservatório para as galerias pluviais, foram utilizados tubos de PVC com diâmetro de 150 milímetros e inclinação de 0,5%, respeitando a NBR 10844 (ABNT, 1989).

Partindo do princípio que os lotes são industriais e conseqüentemente podem receber um constante tráfego de veículos, adotaram-se os reservatórios totalmente enterrados a fim de não prejudicar possíveis manobras de carga e descarga, tendo como consequência uma maior profundidade das galerias que foram adequadas à profundidade dos reservatórios, ficando com um recobrimento mínimo de 1,3 metros.

#### 4.4.3 Comparativo entre os casos apresentados

Quanto aos elementos de microdrenagem, foi possível perceber uma redução de 62,50% nas bocas de lobo, e um acréscimo de 7,04% nos trechos de tubos de concreto com a implantação dos reservatórios de detenção.

No que se refere às vazões de contribuição, ocorreu uma redução de 90,23% quando analisadas somente as vazões advindas dos lotes, enquanto que na totalidade do loteamento a redução foi de 63,41%. Essa diferença ocorre, pois as vazões de contribuição das calçadas e ruas pavimentadas não sofrem alterações devido à implantação dos reservatórios de detenção.

Já com relação ao estudo orçamentário, o projeto de drenagem convencional teve um custo total de R\$ 107.909,59, enquanto que, com o modelo alternativo o valor total calculado ficou na ordem de R\$ 251.310,07, resultando em um sistema 57,06% mais oneroso.

## 5 CONCLUSÃO

Diversos estudos têm sido elaborados com o intuito de propor soluções e métodos alternativos para os problemas oriundos da urbanização, tais como as inundações, responsáveis por ocasionar danos de forma geral para a população. É comum ainda o emprego de soluções corretivas para atenuar o controle das inundações, fato esse decorrente de um sistema ineficiente entre urbanização e projeto de drenagem.

Com o presente estudo, pode-se afirmar que, realizando a implantação de reservatórios de retenção como medida preventiva de controle em lotes industriais no município de Vitorino – PR é possível evitar que elevadas vazões se transportem até os trechos finais do sistema durante as chuvas.

Existem várias hipóteses e considerações que devem ser feitas durante um projeto de drenagem, obviamente produzindo resultados diferentes. O coeficiente de escoamento superficial tem um fator de fundamental importância para o cálculo das vazões escoadas. Portanto, quanto mais for conhecido sobre a urbanização da área em estudo tanto na pré, quanto na pós-ocupação, mais coerente será o projeto de drenagem.

É importante que os elementos da microdrenagem tais como bocas de lobo e poços de visitas, sejam instalados conforme foram projetados, pois cada um apresenta suas singularidades e características e, em caso de substituição podem comprometer o sistema de forma significativa.

Com relação ao dimensionamento da rede, foi possível perceber uma redução considerável na quantidade de bocas de lobo instaladas com a aplicação do método alternativo. Essa redução acontece devido à magnitude das áreas dos lotes, uma vez que tendo os reservatórios de retenção instalados, apenas as vazões provenientes das calçadas e ruas pavimentadas passam a ser captadas pelas bocas de lobo. Vale salientar que várias técnicas podem ser empregadas, no presente caso foi considerado que os tubos de ligação de saída dos reservatórios conectam-se diretamente as galerias pluviais, entretanto outras soluções podem ser empregadas, como por exemplo, essas águas descarregarem diretamente nas sarjetas fazendo com que o seu transporte ocorra da mesma forma que no sistema convencional.

A instalação dos reservatórios de retenção considerando apenas os lotes proporcionou uma redução de vazão expressiva, na ordem de 90,23%. Essa redução com um valor significativo ocorre devido ao tamanho dos lotes em questão e também por conta das dimensões adotadas para a base dos reservatórios. Para reservatórios totalmente enterrados é interessante que não se adote uma profundidade muito elevada, visto que essa consideração ocasionaria em maiores escavações para acomodar as galerias de águas pluviais.

Já quando se considera a área total do loteamento a redução é de 63,41%, sendo que essa diferença ocorre também em decorrência dos valores das vazões de contribuição serem constantes para calçadas e ruas. Essa redução de 90,23% é significativa, pois o valor é amortizado durante todo o trajeto do sistema fazendo assim com que a vazão seja transferida para jusante de maneira gradual e controlada diretamente na fonte, não sendo necessárias medidas de maior porte como no caso de bacias de retenção à jusante do sistema.

No que se refere aos custos, o sistema com os reservatórios de retenção acaba sendo mais oneroso na totalidade. Contudo, há de se considerar que caso os reservatórios de retenção fiquem sob responsabilidade do proprietário do lote, a prefeitura teria um gasto estimado em R\$ 86.350,14 com o sistema da microdrenagem, resultando em uma economia de 19,98% frente ao sistema convencional, com o benefício de não precisar realizar uma obra de maior porte, como uma bacia de retenção que, além de ser uma medida que requer mais espaço para sua execução, talvez fosse uma solução mais onerosa que os reservatórios instalados em lote. Há de se considerar também que os reservatórios não necessariamente precisam estar totalmente enterrados, podem estar localizados acima da superfície, gerando assim uma menor profundidade de escavação para as valas das galerias pluviais.

Os reservatórios de retenção ainda estão em fase de estudo e aceitação no meio da drenagem urbana por meio de manuais, especificações, projetos e legislações. Entretanto, analisando estudos similares, pode-se concluir que os reservatórios de retenção atendem de forma adequada a expectativa de sua utilização. Porém, para que o seu funcionamento seja eficiente é deveras importante que autoridades invistam em programas de conscientização da população para que ocorra uma melhora na educação ambiental e também na importância do uso de dispositivos que contribuam com o sistema de drenagem.

## 6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tendo em vista que alguns critérios tiveram que ser adotados para a realização deste trabalho, e também que outras áreas similares a este estudo podem ser exploradas a fim de contribuir com a área da drenagem e complementar o presente estudo, sugere-se alguns temas para trabalhos futuros:

- Dimensionamento da macrodrenagem de uma área através da implantação de reservatórios de retenção frente ao sistema convencional.
- Estudo do dimensionamento de um projeto de drenagem urbana variando diversos modelos de bocas de lobo.
- Estudo do dimensionamento hidráulico de um projeto de drenagem urbana utilizando métodos distintos para cálculo das sarjetas.
- Estudo comparativo orçamentário entre a implantação de uma bacia de retenção e reservatórios instalados em lote.
- Análise do dimensionamento do volume necessário para os reservatórios de retenção com a aplicação de outros métodos.
- Comparativo orçamentário variando técnicas de execução de saída e profundidade dos reservatórios.
- Análise de projetos de microdrenagem variando as dimensões da base dos reservatórios de retenção.
- Análise orçamentária da utilização de reservatórios de retenção para reaproveitamento da água captada.

## REFERÊNCIAS

ÁGUAS PARANÁ. **Manual de drenagem urbana**. Disponível em: <[http://www.aguasparana.pr.gov.br/arquivos/file/pddrenagem/volume6/mdu\\_versao01.pdf](http://www.aguasparana.pr.gov.br/arquivos/file/pddrenagem/volume6/mdu_versao01.pdf)>. Acesso em: 24 out. 2016.

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

BARBOSA JR, A. R. **Elementos de Hidrologia Aplicada a Estudos de Graduação. 6. Escoamento Superficial**. 2017. Disponível em: <[http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~antenorrodriques/6\\_escoamento%20superficial.pdf](http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~antenorrodriques/6_escoamento%20superficial.pdf)> Acesso em: 15 mar. 2017.

BOTELHO, M. H. C. **Águas de chuva: engenharia das águas pluviais nas cidades**. 3. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 2011.

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CARDOSO, A. **Sistemas Urbanos de Drenagem**, disponível no site [http://www.ana.gov.br/AcoesAdministrativas/CDOC/ProducaoAcademica/Antonio%20Cardoso%20Neto/Introducao\\_a\\_drenagem\\_urbana.pdf](http://www.ana.gov.br/AcoesAdministrativas/CDOC/ProducaoAcademica/Antonio%20Cardoso%20Neto/Introducao_a_drenagem_urbana.pdf) Acesso em: 13/10/2016.

CURITIBA. Decreto nº 176, de 27 de março de 2007. **Dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias**.

FRANCISCHET, Marcelo M. **Análise da influência dos reservatórios de detenção domiciliares no escoamento superficial urbano**. Uberlândia, mar. 2012.

FRANCO, E. J. **Dimensionamento de bacias de detenção das águas pluviais com base no método racional**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2014.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4 ed. SÃO PAULO: ATLAS, 202. 175 p.

GUERRA, A. E. **Qualidade e eficiência dos serviços de saneamento**. Atlas de saneamento - IBGE, 2011.

IBGE. **Taxa de urbanização**. Disponível em:

<<http://serieestatisticas.ibge.gov.br/series.aspx?vcodigo=pop122>>. Acesso em: 20 out. 2016.

JUNIOR, L. L.C.; BARBASSA, A.P. **Parâmetros de microrresservatório, de pavimentos permeáveis e de previsão de enchentes urbanas**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos. Vol.11 - Nº 1 - jan/mar 2006, 46-54 p.

LORENZONI, M. Z.; PRADO, G.; SOUZA Á. H.C.; REZENDE M. K.A.; MIOTO L. S. **Curvas intensidade-duração-frequência de chuvas intensas de cidade gaúcha eguaporema - PR**. Campo Grande - MS: XLIII Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola – CONBEA. jul 2014.

FCTH, Fundação Centro Tecnológica de Hidráulica. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: Gerenciamento do sistema de drenagem urbana**. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano – Plano Municipal de Gestão do Sistema de Águas Pluviais de São Paulo. São Paulo, 2012.

MASTNY, L.; CINCOTTA, R. **Analisando ligações entre população e segurança**. In: WWI (Worldwatch Institute); UMA (Universidade Livre da Mata Atlântica). Estado do Mundo 2005. Disponível em: . Acesso em: 12/10/2016

MENEZES FILHO, F. C. M.; COSTA, A. R. **Verificação do dimensionamento das galerias de águas pluviais em uma sub-bacia do córrego botafogo na cidade de Goiânia - GO**. : Revista Eletrônica de Engenharia Civil. Vol.1-11 - Nº 4 – jul 2012.

MING, L. **Sistema computacional para previsão de inundações: aplicação à bacia hidrográfica do Rio São Bento - SC**. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

NAKAMURA, J. **Bocas de lobo: como planejar o posicionamento das bocas de lobo em vias públicas**. 2011. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/8/2-bocas-de-lobo-como-planejar-o-posicionamento-das-239376-1.aspx>>. Acesso em: 29 mar. 2017.

NAKAZONE, L. M. **Implantação de reservatórios de detenção em conjuntos habitacionais: a experiência da CDHU**. 2005. 287 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

OLIVEIRA, S. L. de. **Tratado de metodologia científica: projetos de pesquisas, TGI, TCC, monografias, dissertações e teses**. 2.ed. São Paulo: Pioneira Thomson Learning, 2001. 320 p.

PITA, M. **Galeria de água pluvial: Os detalhes técnicos do projeto de drenagem superficial da Prefeitura de São Paulo com decomposições de custo referenciais para cinco capitais.** 2011. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/11/galeria-de-agua-pluvial-os-detalhes-tecnicos-do-projeto-245146-1.aspx>>. Acesso em: 04 abr. 2017.

RAMOS, C. L.; BARROS, M. T. L.; PALOS, J. C. F. **Diretrizes básicas diretrizes básicas para para projetos de drenagem urbana projetos de drenagem urbana no no município de são paulo.** São Paulo: Prefeitura do município de São Paulo, 1999.

RICHARDSON, R. J. **Pesquisa social: MÉTODOS E TÉCNICAS.** 3 ed. SÃO PAULO: ATLAS, 1999. 334 p.

SÃO PAULO. Decreto nº 41.814, de 15 de março de 2002. Regulamenta a Lei nº 13.276, de 04 de janeiro de 2002. **Lotes com área impermeabilizada superior a 500 m<sup>2</sup> - obrigatoriedade de execução de reservatório – regulamentação.**

SOUZA, C. F.; GONÇALVES; SOUZA L.; GOLDENFUM, J. A.. **Planejamento integrado de sistemas de drenagem urbana.** Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.

SOUZA, R. C.C. **Análise da utilização de reservatórios de contenção de cheias em edificações e o seu impacto no sistema de drenagem urbana.** Curitiba: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2013.

SUDERHSA, Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. **Manual de drenagem urbana.** Curitiba: Governo do estado do Paraná, 2002.

TASSI, R. **Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana.** Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, dez. 2002.

TASSI, R. et al. **Telhado verde: uma alternativa sustentável para a gestão das águas pluviais.** Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 14, n. 1, p. 139-154, mar. 2014. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1678-86212014000100012](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-86212014000100012)>. Acesso em: 19 out. 2016.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais.** Editora Navegar, 2002.

TUCCI, C. E. M.. **Hidrologia: Ciência e Aplicação.** 2 ed. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.



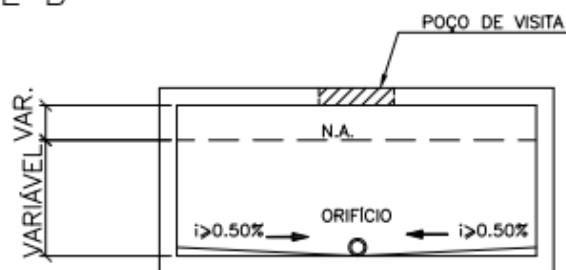
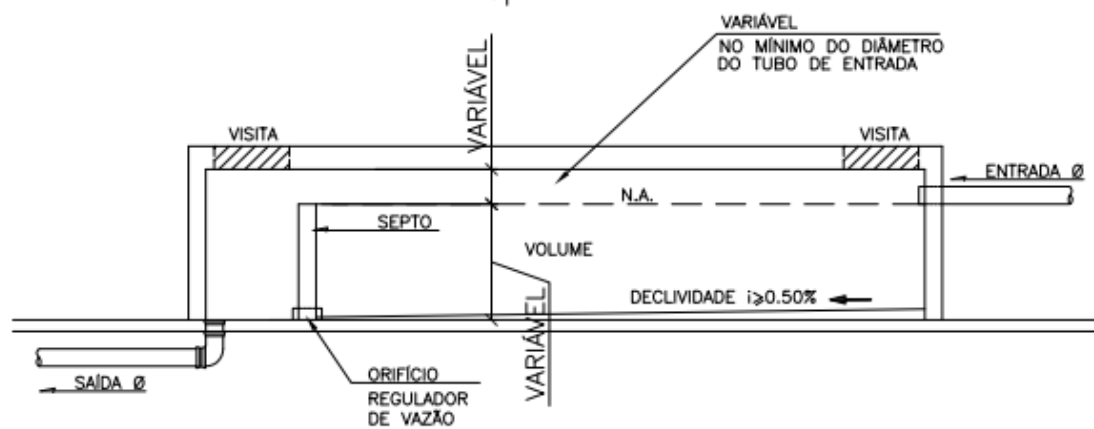
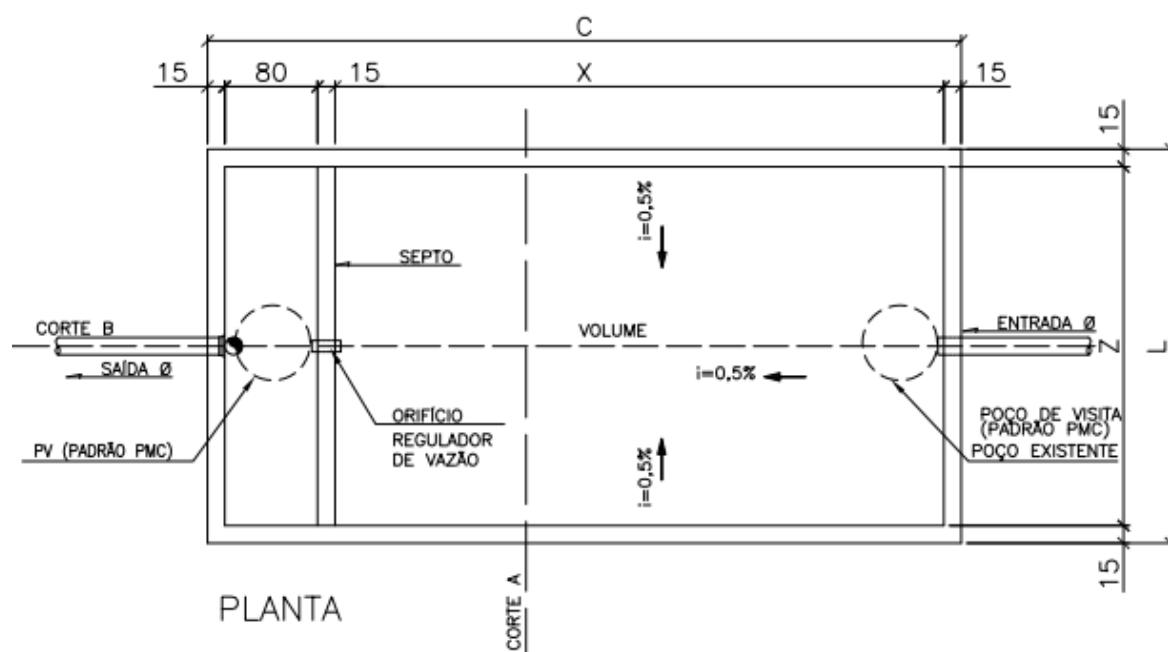
TUCCI, C. E. M. **Impactos da variabilidade climática e uso do solo sobre os recursos hídricos**. Fórum brasileiro de mudanças climáticas, mai 2002.

UFOP. **Escoamento superficial**. Disponível em: <[http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~antenorrodriques/6\\_escoamento superficial.pdf](http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~antenorrodriques/6_escoamento_superficial.pdf)>. Acesso em: 20 out. 2016.

VALENTE, J. A. **Análises e considerações para o sistema de drenagem de água pluvial em um loteamento na cidade de catalão-go**. Goiás: Universidade Federal de Goiás - UFG, 2013.

WILKEN, P. S. **Engenharia de drenagem superficial**. São Paulo: Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, 1978.

**ANEXO A** – Modelo para aprovação de projetos de reservatórios – Decreto 176/2007 – Curitiba – PR.





Identificação das galerias	Contribuição dos tubos de ligação		Vazão total do trecho (m³/s)	Distância do trecho (m)	Cota Natural do Terreno (m)		Cota geratriz sup. (m)		Inclinação da galeria	Diâmetro calculado (mm)	Diâmetro comercial (mm)	V (m/s)
	Identificação	Vazão (m³/s)			Montante	Jusante	Montante	Jusante				
a	2	0.12687841	0.126878412	49,83	713,70	712,80	712,20	712,20	1,80%	307,85	400	2,19
	2	0.12687841										
b	1	0.08717253	0.251352192	34,67	712,80	712,40	711,50	711,50	2,02%	389,44	400	2,65
	5	0.03730125										
c	2	0.12687841	0.251352192	36,44	712,40	712,40	710,80	710,80	1,92%	393,09	400	2,59
	1	0.08717253										
d	5	0.03730125	0.251352192	32,73	712,40	710,90	710,20	710,20	1,83%	396,55	400	2,54
	2	0.12687841										
e	1	0.08717253	0.251352192	26,86	710,90	709,50	710,20	708,90	4,84%	330,55	400	3,74
	5	0.03730125										
f	2	0.12687841	0.331322897	55,66	709,50	705,60	708,90	705,00	7,01%	342,06	400	4,58
	1	0.08717253										
g	5	0.03730125	0.331322897	55,67	705,60	702,00	705,00	701,40	6,47%	347,24	400	4,44
	14	0.05576150										
h	22	0.02420921	0.429922323	43,54	702,00	699,80	701,40	699,10	5,28%	397,68	400	4,32
	15	0.09859843										
i	2	0.12687841	0.530634102	35,08	699,80	699,20	699,10	698,60	1,43%	550,15	600	2,81
	1	0.08717253										
	5	0.03730125										
	14	0.05576150										
	22	0.02420921										
	15	0.09859843										
	1	0.08717253										
	5	0.03730125										
	14	0.05576150										
	22	0.02420921										
	15	0.09859843										
	16	0.07081272										
	23	0.02989906										

Galerias de águas pluviais

Identificação das galerias	Contribuição dos tubos de ligação		Vazão total do trecho (m³/s)	Distância do trecho (m)	Cota Natural do Terreno		Cota geratriz sup. (m)		Inclinação da galeria	Diâmetro calculado (mm)	Diâmetro comercial (mm)	V (m/s)
	Identificação	Vazão (m³/s)			Montante	Jusante	Montante	Jusante				
j	3	0.12145923	0.121459226	58,69	713	709	713	708	7,50%	231,83	300	3,69
	3	0.12145923										
	4	0.11771728										
	6	0.04321737										
k	3	0.12145923	0.282398878	55,68	709	709	708	707	2,33%	395,89	400	2,87
	3	0.12145923										
	4	0.11771728										
	6	0.04321737										
l	3	0.12145923	0.282398878	25,13	709	706	707	706	4,38%	351,88	400	3,68
	3	0.12145923										
	4	0.11771728										
	6	0.04321737										
m	3	0.12145923	0.390104833	29,43	706	703	705	703	7,82%	356,30	400	4,94
	4	0.11771728										
	6	0.04321737										
	8	0.10771095										
n	3	0.12145923	0.543792855	8,78	703	702	702	701	5,69%	428,23	500	4,80
	4	0.11771728										
	6	0.04321737										
	8	0.10771095										
p	7	0.05379102	0.252954176	59,6	708	706	707	705	2,66%	370,06	400	2,96
	7	0.09989700										
	10	0.09989700										
	17	0.15305717										
q	10	0.09989700	0.508094152	58,96	706	704	705	704	2,88%	474,29	500	3,62
	17	0.15305717										
	11	0.11068874										
	18	0.14507124										
r	12	0.11068874	0.746411019	21,33	704	703	703	703	5,16%	491,29	500	4,93
	18	0.14507124										
	12	0.11068874										
	19	0.12824844										
s	10	0.09989700	0.849747804	5,79	703	702	701	701	3,45%	556,02	600	4,41
	17	0.15305717										
	11	0.11068874										
	18	0.14507124										
o	12	0.11068874	1.519185382	95,28	702	694	701	693	7,87%	592,43	600	6,89
	12	0.11068874										
	19	0.12824844										
	13	0.05613551										
	20	0.04720127										
	3	0.12145923										
	4	0.11771728										
	6	0.04321737										
	8	0.10771095										
	9	0.05379102										
	7	0.09989700										
	10	0.09989700										
	17	0.15305717										
	11	0.11068874										
	18	0.14507124										
	12	0.11068874										
	19	0.12824844										
	13	0.05613551										
	20	0.04720127										
	21	0.12564472										

## ANEXO B – Dimensionamento do sistema de microdrenagem para o caso alternativo.

Trecho	Número	Lotes Tratado de esgoto (%)	Cobertura de esgoto (%)	Área Pavimentada (m²)	Vazão de contribuição (l/s)	Cota (m) Máxima	Comprimento (m)	Declividade Longitudinal (%)	Capacidade Total da suafe (l/s)	Vitrificação da suafe (m)	Capacidade de engargamamento (l/s)	Quantidade	Cotas (m)	Distância do Início (m)	Cota Natural do Terreno	Cota garantida (m)	Inclinação da tubos de suafe (%)	Diâmetro de suafe (mm)	Diâmetro comercial (mm)	V (m/s)
1	-	-	-	588,88	43,22	714,00	137,52	4,54%	386,71	2,20	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	12,76%	142,41	300	3,14
2	-	-	-	588,88	36,71	714,00	137,52	2,44%	253,71	1,62	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	12,76%	142,41	300	3,14
3	-	-	-	588,88	42,56	714,00	137,52	5,31%	396,56	2,37	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	11,60%	129,95	300	3,14
4	-	-	-	588,88	41,51	714,00	137,52	4,59%	352,83	2,29	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	11,60%	129,95	300	3,14
5	-	-	-	588,88	38,73	714,00	137,52	2,16%	277,13	1,68	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14
6	-	-	-	588,88	38,73	714,00	137,52	3,68%	337,67	2,02	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14
7	-	-	-	588,88	29,95	714,00	137,52	2,48%	238,77	1,62	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14
8	-	-	-	588,88	29,95	714,00	137,52	2,48%	238,77	1,62	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14
9	-	-	-	588,88	29,95	714,00	137,52	2,48%	238,77	1,62	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14
10	-	-	-	588,88	29,95	714,00	137,52	2,48%	238,77	1,62	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14
11	-	-	-	588,88	29,95	714,00	137,52	2,48%	238,77	1,62	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14
12	-	-	-	588,88	29,95	714,00	137,52	2,48%	238,77	1,62	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14
13	-	-	-	588,88	29,95	714,00	137,52	2,48%	238,77	1,62	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14
14	-	-	-	588,88	29,95	714,00	137,52	2,48%	238,77	1,62	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14
15	-	-	-	588,88	29,95	714,00	137,52	2,48%	238,77	1,62	64,00	1	714,00	714,00	714,00	714,00	14,56%	173,74	300	3,14



Identificação das galerias	Contribuição dos tubos de ligação e dos reservatórios de identificação	Vazão (m³/s)	Vazão total do trecho (m³/s)	Distância do trecho (m)	Cota Natural do Terreno		Cota geratriz sup. (m)		Inclinação da galeria	Diâmetro calculado (mm)	Diâmetro comercial (mm)	V (m/s)
					Montante	Jusante	Montante	Jusante				
j	Lote 4	0.005524698	0.02177840	108,72	714,50	708,80	713,20	707,50	5,24%	130,13	300	2,03
	Lote 5	0.005469736										
	Lote 6	0.005417102										
	Lote 7	0.005368663										
	Galeria j	0.021778398										
	Tubo 2	0.043217373										
	Tubo 4	0.042955272										
k	Lote 15	0.005153594	0.11824834	55,68	708,80	708,50	707,50	706,50	1,80%	299,75	300	2,09
	Lote 16	0.005143702										
	Galeria k	0.118248339										
	Lote 17	0.005143702										
	Galeria l	0.123392041										
	Tubo 6	0.038787843										
	Tubo 5	0.041508416										
m	Lote 18	0.005318969	0.20900767	8,78	703,20	701,80	701,50	700,50	11,39%	282,73	300	4,88
	Lote 8	0.004601532										
	Lote 9	0.005239151										
	Lote 10	0.005239151										
	Lote 24	0.005040984										
	Lote 25	0.005298670										
	Lote 26	0.004842096										
o	Galeria o	0.030261585	0.03026158	55,65	710,50	707,40	709,20	706,10	5,57%	145,55	300	2,24
	Lote 11	0.005239151										
	Lote 23	0.004823028										
	Galeria p	0.040323763										
	Tubo 7	0.038677105										
	Tubo 13	0.039087037										
	Lote 12	0.005239151										
p	Lote 13	0.005239151	0.13774894	58,96	705,90	704,20	704,60	702,90	2,88%	290,72	300	2,60
	Lote 21	0.004541632										
	Lote 22	0.004641097										
	Galeria q	0.137748936										
	Lote 14	0.005239151										
	Lote 20	0.004834168										
	Galeria r	0.147922256										
q	Tubo 8	0.029950814	0.14792226	21,33	704,20	702,70	702,90	701,40	7,03%	252,62	300	3,76
	Tubo 14	0.033799462										
	Lote 19	0.005090675										
	Galeria s	0.216763207										
	Galeria m	0.209007669										
	Tubo 15	0.004453499										
	Lote 15	0.004453499										
r	Lote 15	0.004453499	0.43022438	95,28	701,80	694,20	700,10	692,90	7,56%	371,96	400	4,98
	Galeria t	0.21676321										
	Tubo 8	0.029950814										
	Tubo 14	0.033799462										
	Lote 19	0.005090675										
	Galeria s	0.216763207										
	Galeria m	0.209007669										
s	Tubo 15	0.004453499	0.43022438	95,28	701,80	694,20	700,10	692,90	7,56%	371,96	400	4,98
	Galeria t	0.21676321										
	Tubo 8	0.029950814										
	Tubo 14	0.033799462										
	Lote 19	0.005090675										
	Galeria s	0.216763207										
	Galeria m	0.209007669										
n	Tubo 15	0.004453499	0.43022438	95,28	701,80	694,20	700,10	692,90	7,56%	371,96	400	4,98
	Galeria t	0.21676321										
	Tubo 8	0.029950814										
	Tubo 14	0.033799462										
	Lote 19	0.005090675										
	Galeria s	0.216763207										
	Galeria m	0.209007669										

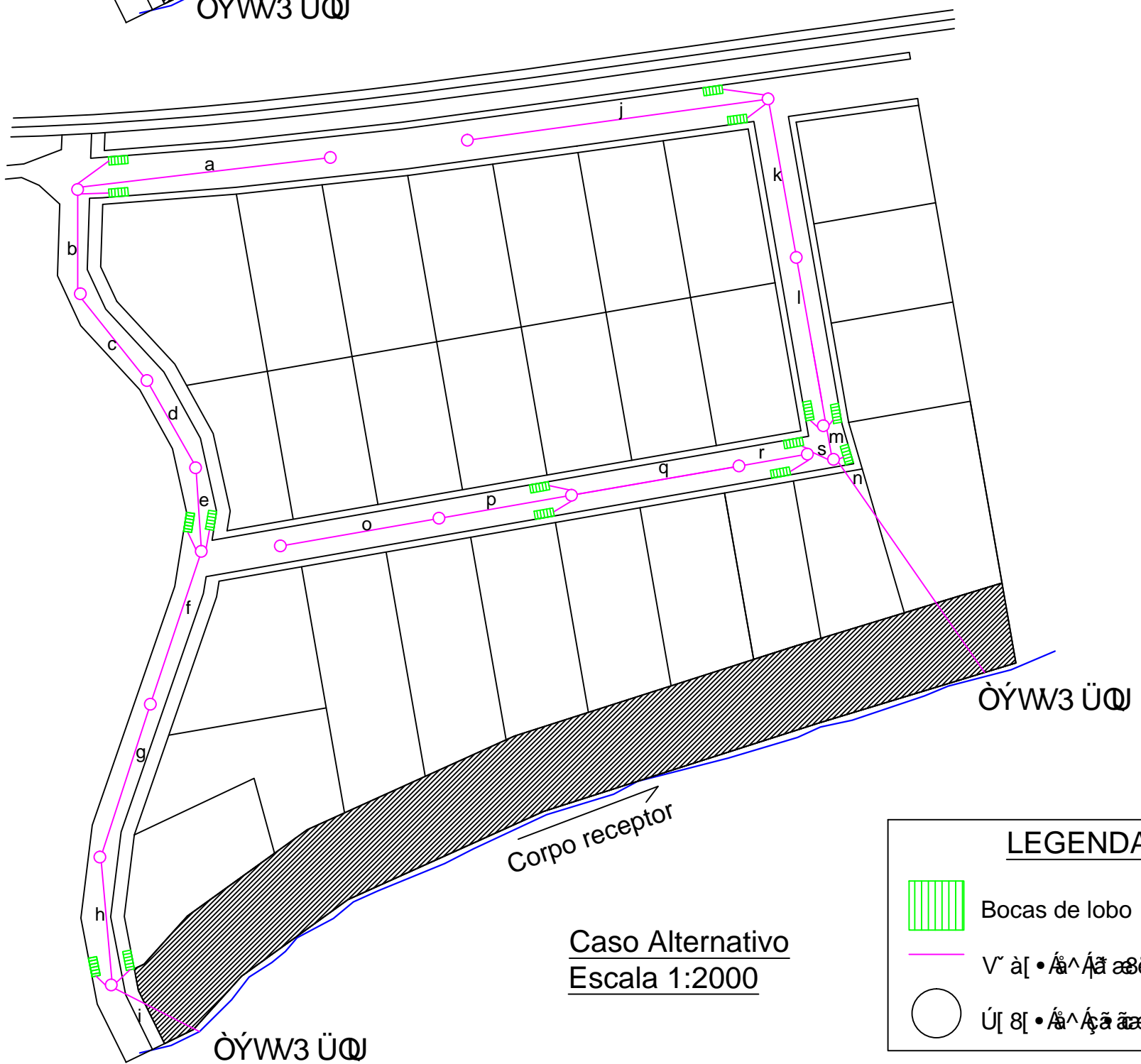
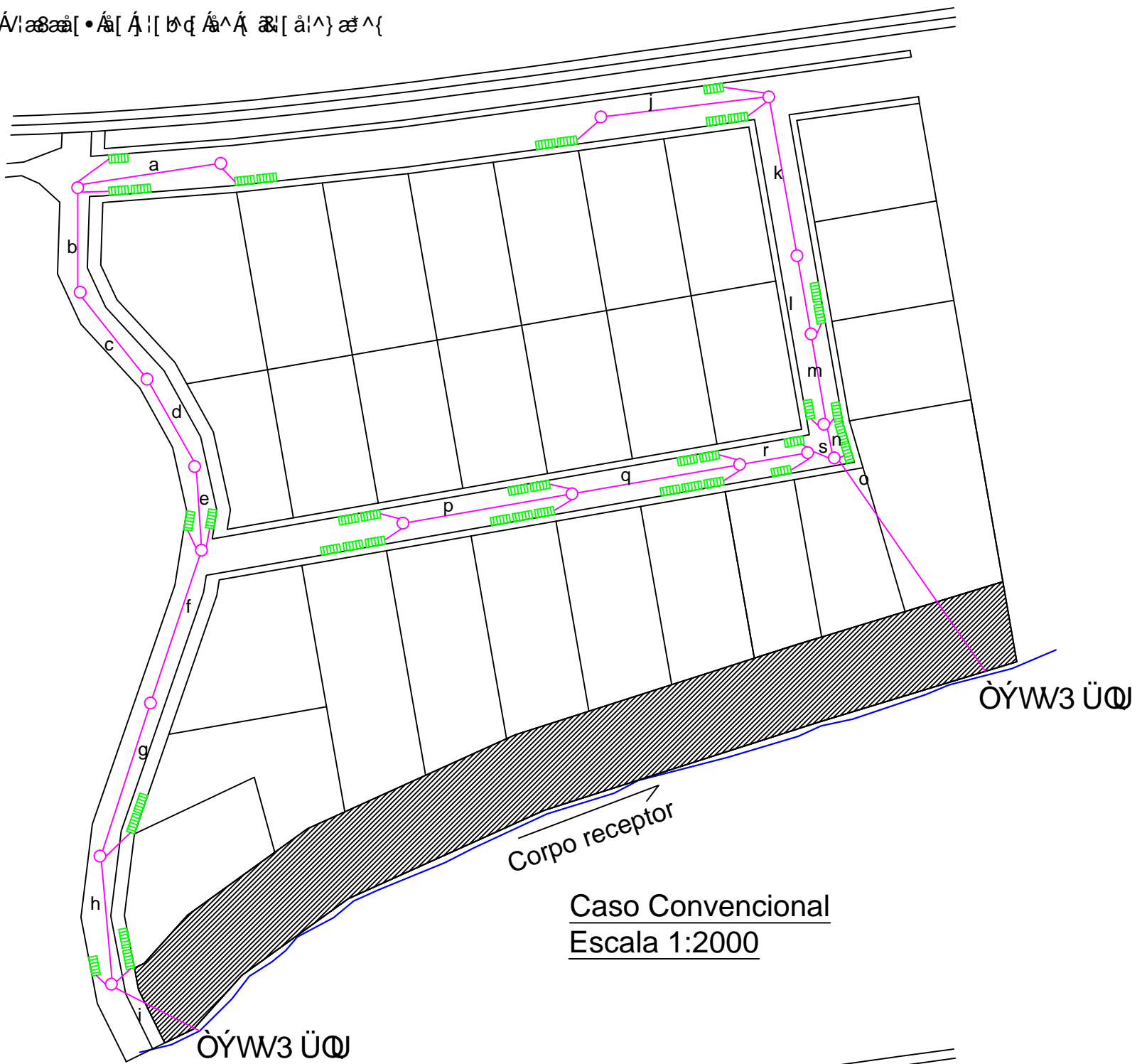


## ANEXO C - Orçamento do sistema de microdrenagem para o caso convencional




Item	Código Sanepar	Serviço	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo Total
<b>PROJETO DE MICRODRENAGEM</b>						
<b>1</b>	<b>04</b>	<b>Movimento de solos</b>				
1.1	04.02	Escavação mecânica de valas em qualquer tipo de solo, exceto rocha				
1.1.1	040201	Profundidade 0m < h <= 2m	m³	R\$ 9,06	1157,574	R\$ 10.487,62
1.1.2	040202	Profundidade 0m < h <= 4m	m³	R\$ 9,79	0	R\$ -
1.1.3	040203	Profundidade 0m < h <= 6m	m³	R\$ 10,10	0	R\$ -
1.1.4	040204	Profundidade 0m < h <= 8m	m³	R\$ 10,90	0	R\$ -
1.2	04.13	Aterro/reaterro em valas e cavas				
1.2.1	041302	Mecânico	m³	R\$ 1,16	1157,574	R\$ 1.342,79
1.3	04.14	Compactação em valas				
1.3.1	041402	Mecânico	m³	R\$ 4,15	1157,574	R\$ 4.803,93
1.4	04.18	Carga e descarga de solos				
1.4.1	041802	Qualquer tipo de solo, exceto rocha	m³	R\$ 1,67	1157,574	R\$ 1.933,15
1.5	04.19	Transporte de solos				
1.5.1	041901	Qualquer tipo de solo, exceto rocha, em rodovia ou rua	m³ x km	R\$ 0,74	1157,574	R\$ 856,60
<b>2</b>	<b>09</b>	<b>Assentamentos</b>				
2.1	09.15	Poço de visita tipo A - DN 800				
2.1.1	091501	Com profundidade até 1,00 m	ud	R\$ 676,89	14	R\$ 9.476,46
2.1.2	091502	Acréscimo para profundidade superior a 1,00 m	m	R\$ 249,21	5	R\$ 1.246,05
2.2	09.15	Poço de visita tipo B - DN 1500				
2.2.1	091501	Com profundidade até 2,50 m	ud	R\$ 2.529,06	5	R\$ 12.645,30
2.2.2	091502	Acréscimo para profundidade superior a 2,50 m	m	R\$ 245,72	2,5	R\$ 614,30
<b>3</b>	<b>15</b>	<b>Urbanização</b>				
3.1	15.03	Drenagem				
3.1.1	150305	Galeria em tubo de concreto simples DN 300	m	R\$ 39,47	185,87	R\$ 7.336,29
3.1.2	150306	Galeria em tubo de concreto simples DN 400	m	R\$ 52,19	557,22	R\$ 29.081,31
3.1.3	150307	Galeria em tubo de concreto simples DN 500	m	R\$ 71,23	80,29	R\$ 5.719,06
3.1.4	150308	Galeria em tubo de concreto simples DN 600	m	R\$ 83,24	136,15	R\$ 11.333,13
3.1.5	150327	Caixa de captação para profundidade. até 1,00 m	ud	R\$ 275,84	40	R\$ 11.033,60
3.1.5.1	150328	Acréscimo para profundidade superior a 1,00 m	m	R\$ 161,50	0	R\$ -
<b>RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO</b>						
<b>4</b>	<b>04</b>	<b>Movimento de solos</b>				
4.1	04.07	Escavação manual, não em valas, em qualquer tipo de solo, exceto rocha				
4.1.1	040701	Profundidade 0 m < h <= 2 m	m³	R\$ 6,31	0	R\$ -
4.2	04.18	Carga e descarga de solos				
4.2.1	041802	Qualquer tipo de solo, exceto rocha	m³	R\$ 1,67	0	R\$ -
4.3	04.19	Transporte de solos				
4.3.1	041901	Qualquer tipo de solo, exceto rocha, em rodovia ou rua	m³ x km	R\$ 0,74	0	R\$ -
<b>5</b>	<b>08</b>	<b>Fundações e Estruturas</b>				
5.1	08.08	Forma para laje				
5.1.1	080801	Chapa resinada e= 12 mm	m²	R\$ 51,03	0	R\$ -
5.2	08.09	Forma para parede				
5.2.1	080906	Plana em chapa resinada e= 12 mm	m²	R\$ 64,48	0	R\$ -
5.3	08.19	Armadura				
5.3.1	081901	Em aço CA-50	kg	R\$ 7,24	0	R\$ -
5.4	08.22	Concreto usinado				
5.4.1	082207	fck = 25,0 MPa - slump 5	m³	R\$ 283,44	0	R\$ -
5.5	08.23	Bombeamento de concreto				
5.5.1	082301	Bombeamento de concreto usinado	m³	R\$ 32,51	0	R\$ -
					<b>TOTAL</b>	<b>R\$ 107.909,59</b>

## ANEXO C - Orçamento do sistema de microdrenagem para o caso alternativo

Item	Código Sanepar	Serviço	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo Total
<b>PROJETO DE MICRODRENAGEM</b>						
<b>1</b>	<b>04</b>	<b>Movimento de solos</b>				
1.1	04.02	Escavação mecânica de valas em qualquer tipo de solo, exceto rocha				
1.1.1	040201	Profundidade 0m < h <= 2m	m³	R\$ 9,06	1512,87	R\$ 13.706,60
1.1.2	040202	Profundidade 0m < h <= 4m	m³	R\$ 9,79	0	R\$ -
1.1.3	040203	Profundidade 0m < h <= 6m	m³	R\$ 10,10	0	R\$ -
1.1.4	040204	Profundidade 0m < h <= 8m	m³	R\$ 10,90	0	R\$ -
1.2	04.13	Aterro/reaterro em valas e cavas				
1.2.1	041302	Mecânico	m³	R\$ 1,16	1512,84	R\$ 1.754,89
1.3	04.14	Compactação em valas				
1.3.1	041402	Mecânico	m³	R\$ 4,15	1512,84	R\$ 6.278,29
1.4	04.18	Carga e descarga de solos				
1.4.1	041802	Qualquer tipo de solo, exceto rocha	m³	R\$ 1,67	1512,84	R\$ 2.526,44
1.5	04.19	Transporte de solos				
1.5.1	041901	Qualquer tipo de solo, exceto rocha, em rodovia ou rua	m³ x km	R\$ 0,74	1512,84	R\$ 1.119,50
<b>2</b>	<b>09</b>	<b>Assentamentos</b>				
2.1	09.15	Poço de visita tipo A - DN 800				
2.1.1	091501	Com profundidade até 1,00 m	ud	R\$ 676,89	18	R\$ 12.184,02
2.1.2	091502	Acréscimo para profundidade superior a 1,00 m	m	R\$ 249,21	9	R\$ 2.242,89
2.2	09.15	Poço de visita tipo B - DN 1500				
2.2.1	091501	Com profundidade até 2,50 m	ud	R\$ 2.529,06	0	R\$ -
2.2.2	091502	Acréscimo para profundidade superior a 2,50 m	m	R\$ 245,72	0	R\$ -
<b>3</b>	<b>15</b>	<b>Urbanização</b>				
3.1	15.03	Drenagem				
3.1.1	150305	Galeria em tubo de concreto simples DN 300	m	R\$ 39,47	901,86	R\$ 35.596,41
3.1.2	150306	Galeria em tubo de concreto simples DN 400	m	R\$ 52,19	130,36	R\$ 6.803,49
3.1.3	150307	Galeria em tubo de concreto simples DN 500	m	R\$ 71,23	0	R\$ -
3.1.4	150308	Galeria em tubo de concreto simples DN 600	m	R\$ 83,24	0	R\$ -
3.1.5	150327	Caixa de captação para profundidade. até 1,00 m	ud	R\$ 275,84	15	R\$ 4.137,60
3.1.5.1	150328	Acréscimo para profundidade superior a 1,00 m	m	R\$ 161,50	0	R\$ -
<b>RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO</b>						
<b>4</b>	<b>04</b>	<b>Movimento de solos</b>				
4.1	04.07	Escavação manual, não em valas, em qualquer tipo de solo, exceto rocha				
4.1.1	040701	Profundidade 0 m < h <= 2 m	m³	R\$ 6,31	743,28	R\$ 4.690,10
4.2	04.18	Carga e descarga de solos				
4.2.1	041802	Qualquer tipo de solo, exceto rocha	m³	R\$ 1,67	743,28	R\$ 1.241,28
4.3	04.19	Transporte de solos				
4.3.1	041901	Qualquer tipo de solo, exceto rocha, em rodovia ou rua	m³ x km	R\$ 0,74	743,28	R\$ 550,03
<b>5</b>	<b>08</b>	<b>Fundações e Estruturas</b>				
5.1	08.08	Forma para laje				
5.1.1	080801	Chapa resinada e= 12 mm	m²	R\$ 51,03	791,72	R\$ 40.401,47
5.2	08.09	Forma para parede				
5.2.1	080906	Plana em chapa resinada e= 12 mm (Considerando 8 reaproveitamentos)	m²	R\$ 64,48	187,06	R\$ 12.061,63
5.3	08.19	Armadura				
5.3.1	081901	Em aço CA-50	kg	R\$ 7,24	5335,32	R\$ 38.627,72
5.4	08.22	Concreto usinado				
5.4.1	082207	fck = 25,0 MPa - slump 5	m³	R\$ 283,44	233,8	R\$ 66.268,27
5.5	08.23	Bombeamento de concreto				
5.5.1	082301	Bombeamento de concreto usinado	m³	R\$ 32,51	233,8	R\$ 7.600,84
					<b>TOTAL</b>	<b>R\$ 257.791,47</b>



**LEGENDA**

-  Bocas de lobo
-  Διάγραμμα απορροής και συλλογής
-  Σημείο απορροής