



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE PALMAS
ENGENHARIA CIVIL

LARA DIAS NEVES

**ESTUDO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÕES DO SISTEMA
DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE ARAGUATINS – TOCANTINS**

PALMAS – TOCANTINS

2022

LARA DIAS NEVES

**ESTUDO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÕES DO SISTEMA
DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE ARAGUATINS – TOCANTINS**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Tocantins - UFT, como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.^a Msc. Tatiana Ferreira Wanderley Alves.

PALMAS – TOCANTINS

2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Tocantins

N518e Neves, Lara Dias .
 Estudo Comparativo de Alternativas de Concepções do Sistema
 de Esgotamento Sanitário de Araguatins - TO. / Lara Dias Neves. –
 Palmas, TO, 2022.
 68 f.

 Monografia Graduação - Universidade Federal do Tocantins –
 Câmpus Universitário de Palmas - Curso de Engenharia Civil, 2022.
 Orientadora : Tatiana Ferreira Wanderley Alves

 1. Esgoto . 2. Estudo de Concepção . 3. Análise Financeira . 4.
 Saneamento . I. Título

CDD 624

TODOS OS DIREITOS RESERVADOS – A reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio deste documento é autorizado desde que citada a fonte. A violação dos direitos do autor (Lei nº 9.610/98) é crime estabelecido pelo artigo 184 do Código Penal.

Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFT com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

FOLHA DE APROVAÇÃO

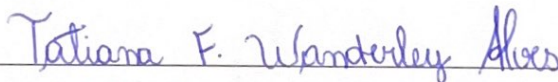
LARA DIAS NEVES

ESTUDO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÕES DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE ARAGUATINS – TOCANTINS

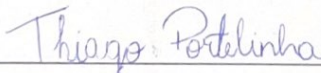
Monografia foi avaliada e apresentada à Universidade Federal do Tocantins (UFT/Campus Universitário de Palmas, Curso de Engenharia Civil para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora.

Data de aprovação: 10 / 02 / 2022

Banca Examinadora



Prof. Msc. Tatiana Ferreira Wanderley Alves, UFT



Prof. Dr. Thiago Costa Gonçalves Portelinha, UFT



Prof. Dr. Sérgio Carlos Bernardo Queiroz, UFT

AGRADECIMENTOS

A Deus, o que seria de mim sem a fé que eu tenho nele.

A toda minha família que, com muito carinho e apoio, não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa de minha vida.

Aos amigos, pelo incentivo e pelo apoio constante.

A todos os professores do curso, que foram tão importantes na minha vida acadêmica e no desenvolvimento desta monografia.

RESUMO

O serviço de saneamento básico de qualidade é de suma importância para a sociedade, uma vez que tem influência direta na área da saúde e meio ambiente, e com o avançado crescimento populacional surge o aumento da demanda por água e alimentos e conseqüentemente da geração de esgotos sanitários. O presente trabalho aborda um estudo comparativo entre alternativas de concepções do sistema de esgotamento sanitário para a cidade de Araguatins, localizada no estado do Tocantins, desenvolvendo um estudo populacional, encontrando vazões de projeto e dimensionando unidades especiais encontrando a melhor alternativa tanto em critério técnicos quanto econômicos. Resultando em duas concepções tecnicamente aceitas, sendo a alternativa 2 (dois) economicamente mais viável.

Palavras-chave: Esgotamento sanitário, estudo de concepção e análise financeira.

ABSTRACT

The quality basic sanitation service is of paramount importance to society, since it has a direct influence on health and the environment, and with the advanced population growth comes an increase in the demand for water and food and consequently the generation of sewage. Sanitary. The present work deals with a comparative study between alternative conceptions of the sanitary sewage system for the city of Araguatins, located in the state of Tocantins, developing a population study, finding design flows and dimensioned special units, finding the best alternative both in technical and in terms of criteria economic. Resulting in two technically accepted concepts, with alternative 2 (two) being economically more viable

Keywords: Sanitation, design study and financial analysis.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - ESGOTO A CÉU ABERTO	14
FIGURA 2 - SISTEMA DE ESGOTAMENTO UNITÁRIO	16
FIGURA 3 - SISTEMA DE SEPARADOR ABSOLUTO	16
FIGURA 4 - REDE DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO.....	17
FIGURA 5 – INTERCEPTOR	18
FIGURA 6 - MAPA DE LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	29
FIGURA 7 - SUB-BACIAS.....	39
FIGURA 8 - SUB-BACIAS SOBREPOSTAS AOS SETORES CENSITÁRIOS	41
Figura 9 - Croqui da alternativa 01.....	45
Figura 10 - Croqui da alternativa 02.....	46

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - ESTIMATIVAS DE CONSUMO DIÁRIO	24
TABELA 2 - CRITÉRIOS DE PROJETO DE REDE	30
TABELA 3 - CRITÉRIOS DE PROJETO.....	34
TABELA 4 - LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVO E VALORES.....	37
TABELA 5 - ÁREA DE CADA SUB-BACIA.....	39
TABELA 6 - CRESCIMENTO DOS SETORES CENSITÁRIOS	40
TABELA 7 - TAXA DE CRESCIMENTO POR SUB-BACIA	41
TABELA 8 - HABITANTES POR ÁREA.....	41
TABELA 9 - POPULAÇÃO INICIAL POR SUB-BACIA	42
TABELA 10 - PROJEÇÕES POPULACIONAIS DAS SUB-BACIAS	42
TABELA 11 - TAXAS DE CRESCIMENTO NOS ÚLTIMOS CENSOS	43
TABELA 12 - METRAGEM DE REDE POR METRO QUADRADO	45
TABELA 13 - VAZÃO DE INFILTRAÇÃO DAS SUB-BACIAS	46
TABELA 14 - VAZÕES DE INÍCIO E FIM DE PLANO DAS SUB-BACIAS	46
TABELA 15 - VAZÃO DA SUB-BACIA, ALTERNATIVA 01	47
TABELA 16 - DIMENSIONAMENTO DA EEE 01, ALTERNATIVA 01	48
TABELA 17 - DIMENSIONAMENTO DA LINHA DE RECALQUE 01, ALTERNATIVA 01	48
TABELA 18 - PERDA DE CARGA LOCALIZADA DA LINHA DE RECALQUE 01, ALTERNATIVA 01 ..	49
TABELA 19 - DIMENSIONAMENTO DA EEE 02, ALTERNATIVA 01	49
TABELA 20 - DIMENSIONAMENTO DA LINHA DE RECALQUE 02, ALTERNATIVA 01	49
TABELA 21 - PERDA DE CARGA LOCALIZADA DA LINHA DE RECALQUE 02, ALTERNATIVA 01 ..	50
TABELA 22 - DIMENSIONAMENTO DA EEE 03, ALTERNATIVA 01	50
TABELA 23 - DIMENSIONAMENTO DA LINHA DE RECALQUE 03, ALTERNATIVA 01	51
TABELA 24 - PERDA DE CARGA LOCALIZADA	51
TABELA 25 - VAZÃO DA SUB-BACIA, ALTERNATIVA 02	52
TABELA 26 - LINHA DE RECALQUE, ALTERNATIVA 02.....	52
TABELA 27 - DIMENSIONAMENTO DA EEE 01, ALTERNATIVA 02.....	52
TABELA 28 DIMENSIONAMENTO DA LINHA DE RECALQUE 01, ALTERNATIVA 02.....	53
TABELA 29 - PERDA DE CARGA LOCALIZADA DA LINHA DE RECALQUE 01, ALTERNATIVA 02 ..	53
TABELA 30 - DIMENSIONAMENTO DA EEE 02, ALTERNATIVA 02.....	54
TABELA 31 - DIMENSIONAMENTO DA LINHA DE RECALQUE 02, ALTERNATIVA 02.....	54
TABELA 32 - PERDA DE CARGA LOCALIZADA DA LINHA DE RECALQUE 02, ALTERNATIVA 02 ..	54
TABELA 33 - CUSTO DE IMPLANTAÇÃO DAS EEE'S, ALTERNATIVA 01.....	55
TABELA 34 - CUSTO COM RENOVAÇÃO DAS BOMBAS E DESPESAS EM ENERGIA DN INFERIOR, ALTERNATIVA 01	56
TABELA 35 - CUSTO COM RENOVAÇÃO DAS BOMBAS E DESPESAS EM ENERGIA DN SUPERIOR, ALTERNATIVA 01	56
TABELA 36 - CUSTO TOTAL DE IMPLANTAÇÃO, ALTERNATIVA 01	56
TABELA 37 - CUSTO DE IMPLANTAÇÃO DAS EEE'S, ALTERNATIVA 02.....	57
TABELA 38 - CUSTO COM RENOVAÇÃO DAS BOMBAS E DESPESAS EM ENERGIA DN INFERIOR, ALTERNATIVA 02	58
TABELA 39 - CUSTO COM RENOVAÇÃO DAS BOMBAS E DESPESAS EM ENERGIA DN SUPERIOR, ALTERNATIVA 01	58
TABELA 40 - CUSTO TOTAL DE IMPLANTAÇÃO, ALTERNATIVA 02.....	58

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	9
1.1 JUSTIFICATIVA	10
1.2 OBJETIVOS	11
1.2.1 Objetivo Geral.....	11
1.2.2 Objetivos Específicos	11
2. REVISÃO BIBLIOGRAFICA	12
2.1 HISTÓRICO DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO MUNDO	12
2.2 ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL.....	13
2.3 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	14
2.3.1 Esgoto Sanitário	14
2.3.2 Tipos de sistema de esgotamento sanitário	15
2.3.2.1 <i>Sistema de esgotamento unitário</i>	15
2.3.2.2 <i>Sistemas separadores absolutos</i>	16
2.3.3 Componentes de um sistema de esgotamento sanitário.....	17
2.3.3.1 <i>Rede coletora</i>	17
2.3.3.2 <i>Interceptor</i>	18
2.3.3.3 <i>Emissário, sifão invertido e corpo de água receptor</i>	19
2.3.3.4 <i>Estação elevatória</i>	19
2.3.3.5 <i>Estação de tratamento</i>	21
2.3.3.6 <i>Estudo de Concepção do sistema de esgotamento sanitário</i>	21
2.3.3.7 <i>Estudo do sistema existente</i>	22
2.3.3.8 <i>Topografia</i>	22
2.3.3.9 <i>Alcance de projeto</i>	23
2.4 CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO DE SES.....	23
2.4.1 Consumo de água per capita (q)	24
2.4.1 Coeficiente de Retorno (C).....	25
2.4.2 Coeficientes de variação de vazão	25
2.4.3 Infiltração.....	25
2.4.4 Vazões	26
2.5 ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA.....	26
2.5.1 Valor Presente Líquido (VPL).....	27
2.5.2 Taxa Mínima de Atratividade (TMA).....	28

3. METODOLOGIA.....	29
3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	29
3.2 CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO	30
3.2.1 Diagnóstico do sistema existente	30
3.2.2 Materiais das Tubulações de Esgoto.....	31
3.3 ELABORAÇÃO DAS ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÃO	31
3.3.1 Definição de sub-bacias	31
3.4 CALCULO POPULACIONAL	32
3.4.1 Setores censitários	32
3.4.2 Taxa de crescimento populacional	32
3.5 VAZÕES DE PROJETO.....	33
3.6 DIMENSIONAMENTO	33
3.6.1 Estação Elevatória de Esgoto e Linha de recalque	34
3.7 ANÁLISE FINANCEIRA	36
3.8 ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS ALTERNATIVAS.	38
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	39
4.1 SUB-BACIAS E ESTUDO POPULACIONAL	39
4.2 SISTEMA EXISTENTE	43
4.3 CONCEPÇÕES.....	43
4.3.1 Alternativa 01	43
4.3.2 Alternativa 02	44
4.4 VAZÕES	45
4.5 DIMENSIONAMENTO	47
4.5.1 Alternativa 01	47
4.5.2 Alternativa 02	51
4.6 ANÁLISE FINANCEIRA	55
4.6.1 Alternativa 01	55
4.6.2 Alternativa 02	57
5. CONCLUSÃO.....	60
REFERÊNCIAS.....	61

1. INTRODUÇÃO

As referências relativas a esgotamento sanitário consideram a Cloaca Máxima de Roma, construída no século VI antes de Cristo como o primeiro sistema de esgoto planejado e implantado no mundo (ALEM SOBRINHO; TSUTIYA, 2000). Com o passar do tempo, outros canais foram implantados na Europa e posteriormente difundidos pelo mundo.

Atualmente é de conhecimento geral que a instalação de um sistema de esgotamento sanitário em um local é essencial para garantir a saúde plena da população. Um sistema de esgoto sanitário é composto por diversas partes, cada uma com sua função definida. Fazem parte do sistema: rede coletora, interceptor, emissário, sifão invertido, corpo de água receptor, estação elevatória e estação de tratamento. Existem situações nas quais algumas dessas partes, após um estudo, tornam-se desnecessárias.

A área de estudo, a cidade de Araguatins, localiza-se no norte do estado do Tocantins, apresentou no último censo (2010), segundo o IBGE, uma população de 31.329 pessoas e tinha uma população estimada para o ano de 2020 de 36.170 pessoas. Ainda de acordo com o IBGE (2010), o município de 2.633,278 km² apresentar apenas 1,8% de esgotamento sanitário adequado. O município apresenta um sistema de abastecimento razoavelmente eficiente, mas o esgoto produzido pela população é coletado e armazenado em fossas sépticas individualizadas.

Além disso, existem unidades já implantadas no município que podem e devem ser aproveitadas. Diante disso, é necessário um estudo para definir a melhor alternativa de concepção, forma de implantação e modo de operação para o sistema proposto. Para tanto, diversos fatores técnicos devem ser levantados e analisados a fim de embasar a elaboração do projeto do sistema. O estudo de concepção é o estudo de arranjos das diferentes partes de um sistema, organizadas de modo a formarem um todo integrado e que devem ser qualitativa e quantitativamente comparáveis ente si para a escolha da concepção básica (NBR 9648, 1986).

É necessário também, durante o processo para a escolha da melhor alternativa, a consideração de dados sociais, ambientais e econômicos. No que tange à análise econômica, é muito comum o uso do método de valor presente líquido (VPL) com o objetivo de verificar qual concepção apresentar o melhor desempenho econômico.

Para Gitman (2001, p. 302), o VPL é uma “técnica de orçamento sofisticada, e o seu valor é determinado pela subtração do valor inicial de um projeto, do valor presente dos fluxos de entrada de caixa, descontados a uma taxa igual ao custo do capital da empresa”.

Contudo, o desenvolvimento de um sistema eficaz envolve diversas etapas para que ele atenda às necessidades da forma mais satisfatória possível. O sistema deve ser economicamente viável, causar o menor impacto possível para o meio ambiente e atender o máximo da população.

O presente trabalho visa, por meio dos critérios acima citados, realizar um estudo comparativo entre alternativas de traçado de rede e implantação de unidades especiais no município de Araguatins e apresentar a melhor concepção para atender a área urbana do Município.

1.1 JUSTIFICATIVA

Tendo em vista a importância da coleta, transporte e tratamento do esgoto sanitário, a implantação de um sistema de esgotamento sanitário em um município é imprescindível para que a saúde pública possa ser mantida eficiente no local.

A Constituição Federal Brasileira de 1988, traz em seu texto a obrigatoriedade do serviço de saneamento e a responsabilização da União pela sua disponibilização para população, visto o seu enorme impacto nos seres humanos e no meio ambiente.

Todo e qualquer cidadão brasileiro tem o direito garantido de acesso a saneamento básico, contudo, não é essa a realidade vivenciada dia-a-dia em inúmeros municípios brasileiros como é o caso de Araguatins, localizado no estado do Tocantins.

A implantação de um sistema de esgotamento no município, além de ser extremamente necessário para a manutenção da boa saúde pública, gerará um maior desenvolvimento econômico e social no local e a criação de novos empregos.

Entretanto, a implantação de um sistema com essa magnitude não pode ocorrer sem um estudo prévio que leve em conta tanto os fatos de sociais quanto os econômicos e técnicos para que se possa ter a certeza que se trata de desenvolvimento positivo para a região.

Com isso em mente, a escolha do tema visa propiciar esse estudo levando em consideração todos os fatores, critérios e verificações necessárias para que se tenha

o conhecimento de qual alternativa representaria o melhor sistema de esgotamento sanitário para ser implantado no local.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Realizar um estudo de concepção do sistema de esgotamento sanitário da cidade de Araguatins – TO, afim de encontrar a alternativa mais viável técnico e economicamente.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Elaborar o estudo populacional e determinar as vazões de esgotos para o horizonte de projeto definido;
- Estudar as alternativas de concepção propostas e os tipos de materiais, diâmetros traçados a serem utilizados para a implantação do sistema;
- Fazer o pré-dimensionamento do sistema proposto para cada uma das alternativas;
- Determinar o custo de implantação e operação do sistema proposto em cada uma das alternativas;
- Fazer uma análise financeira para determinar qual das alternativas propostas é a mais viável técnico e economicamente.

2. REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1 HISTÓRICO DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO MUNDO

Já nos temos mais remotos, desde que os homens começaram a se assentar em cidades, a coleta de águas servidas, que hoje chamamos de esgoto sanitário, passava a ser uma preocupação daquelas civilizações (NUVOLARI, 2011). Os romanos foram os pioneiros na organização político-institucional das ações de saneamento (REZENDE e HELLER, 2002). As primeiras atividades voltadas para o manejo do esgoto foram realizadas em Nippur, na Babilônia (SILVA, 2019).

Em 1815, em Londres, ocorreu a primeira autorização para o lançamento de efluentes domésticos nas galerias de águas pluviais. No entanto, no ano de 1855, esse sistema existente em Londres apresentou sérios problemas operacionais desencadeando o desenvolvimento de um sistema coletor de esgoto condizente com a demanda da cidade (ALEM SOBRINHO; TSUTIYA, 2000).

Com o passar dos anos, a ideia de coleta e transporte de esgoto foi se aprimorando e teorias mais modernas foram surgindo. Com o intuito de preservar a produtividade, fator indispensável ao sistema capitalista em ascensão na época, foram estabelecidas políticas públicas de saneamento em diversos países europeus e nos EUA (COSTA, 2013).

No final de 2019 a história mundial foi marcada pela crise emergencial na saúde causada pelo vírus SARS-CoV-2, um tipo de corona vírus. Esse surto surgiu pontualmente, na cidade de Wuhan, China, porém ganhou proporções mundiais e, ao final de junho de 2020, cerca de nove milhões e sete mil pessoas estavam infectadas (ROLLEMBERG; BARROS; LIMA, 2020).

Em 2003, um relatório da OMS, constatou que um defeito na tubulação do sistema de esgotamento sanitário de um condomínio em Hong Kong pode ter facilitado o transporte do vírus causador da SARS através dos encanamentos dos banheiros (GORMLEY; ASPRAY; A KELLY, 2020).

A preocupação com a presença do patógeno no esgoto se agrava devido aos dados publicados por Holshue et al. (2020) e Xiao et al. (2020), em que foi verificada a presença de fragmentos de RNA do SARS-CoV-2 em amostras de fezes de pacientes já curados.

É uma grande preocupação mundial que esse tipo de doença possa ser transmitida pelo esgoto sanitário, em uma época onde existem diversas tecnologias para a coleta e tratamento desse efluente.

2.2 ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL

O Brasil está marcado por uma grande desigualdade social e por um grande déficit ao acesso, principalmente em relação à coleta e tratamento de esgoto (LEONET, PRADO e OLIVEIRA, 2009). Segundo a OMS - Organização Mundial de Saúde (1986), o saneamento é o controle de todos os fatores do meio físico do homem, que exercem ou podem exercer efeitos nocivos sobre o bem-estar físico, mental e social, tornando-se assim uma necessidade básica.

A intervenção sanitária dominante na Europa e nos Estados Unidos a partir de meados do século XIX privilegiava a centralização dos sistemas de suprimentos de águas às residências por meio de tubulações, assim como a coleta de esgotos sanitários, também por meio de redes (BRAADBAART, 2013). Nas cidades brasileiras, salvo em alguns casos isolados, somente a partir da década de 1970 começou a ocorrer um maior avanço na área do saneamento (NUVOLARI, 2014).

O governo de Pedro II decidiu contratar, na década de 1850, o serviço de “limpeza das casas da Cidade do Rio de Janeiro e do esgoto das águas fluviais”, por meio de concessão firmada em 1863 com Edward Gotto, engenheiro inglês que elaborou os projetos e organizou, com capitais da casa bancária britânica *Glenn and Mills CO.*, a empresa *The Rio de Janeiro City Improvements Company Limited* (MEADE, 2005).

A Constituição Federal de 1988, em seu artigo 21, inciso XX define como competência comum da União a instituição das diretrizes para o saneamento básico no país, visto que, entende-se, a enorme importância e os malefícios que podem gerar a sua má administração.

É de conhecimento geral que o Brasil é classificado como um país em desenvolvimento, no entanto, encontra-se bem atrás dos demais países pertencentes a essa categoria quando a questão é a coleta, transporte e tratamento de esgoto sanitário. O índice brasileiro de esgoto coletado indica que menos da meta dos domicílios possuem um sistema de coleta e transporte de esgotos até o destino final (PACHECO, 2011).

Figura 1 - Esgoto a céu aberto



Fonte: globo.com

Segundo o censo de 2000 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), dos quase 45 milhões de domicílios, 41,1 milhões tinham banheiro ou sanitário, enquanto 3,7 milhões eram desprovidos dessa infraestrutura (GALVÃO JUNIOR, 2009).

Somente em 2007 foi promulgada a lei nº 11.445, que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico, que tem entre seus princípios destaca-se a universalização conceituada como a “ampliação progressiva do acesso de todos os domicílios ocupados ao saneamento básico”.

2.3 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

O Ministério de Desenvolvimento Regional, por meio do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), define que um sistema de esgotamento sanitário pode ser entendido como conjunto de infraestruturas, equipamentos e serviços, neste caso, com o objetivo de coletar e tratar os esgotos domésticos e com isso evitar a proliferação de doenças e a poluição de corpos hídricos após seu lançamento na natureza.

2.3.1 Esgoto Sanitário

De acordo com a NBR 9648 (1986), esgoto sanitário pode ser definido como o despejo líquido constituído de esgoto doméstico e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária (ABNT, 1986). Pacheco (2011) define ainda esgoto como um subproduto do uso humano da água.

Para Costa (2013, apud Von Sperling, 1996) os esgotos sanitários são compostos por 99,9% de água e 0,1% de sólidos orgânicos, e essa menor parcela é a responsável pela necessidade de tratar todo o efluente.

A NBR 9648 (1986), traz melhores explicações sobre os tipos de esgotos citados. Podemos, portanto, defini-los:

- Esgoto doméstico: despejo líquidos resultante do uso da água para higiene e necessidade fisiológicas humanas;
- Esgoto industrial: despejo líquido resultante dos processos industriais, respeitados os padrões de lançamento estabelecidos;
- Água e infiltração: toda água, proveniente do subsolo, indesejável ao sistema separador e que penetra nas canalizações.

2.3.2 Tipos de sistema de esgotamento sanitário

Os sistemas de esgotamento sanitário são conjunto de atividades, serviços e infraestruturas responsáveis pela coleta, transporte, tratamento e disposição final dos efluentes sanitários (MUTTI, 2015).

As características físicas, culturais e econômicas da área de projeto vão determinar o desenho do SES a ser implantado. Destacam-se as duas tipologias básicas para o sistema de coleta de um SES: os sistemas unitários e os sistemas separadores absolutos (MUTTI, 2015).

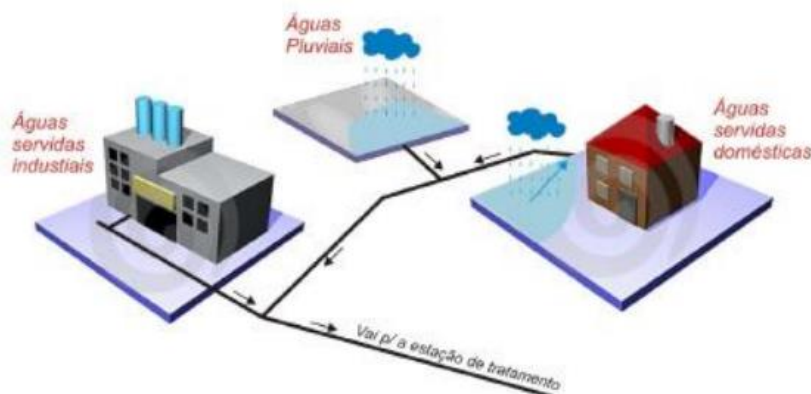
2.3.2.1 Sistema de esgotamento unitário

No sistema de esgotamento unitário (figura 2), também chamado de combinado todos os tipos de esgoto, incluindo as águas da chuva, são coletados e transportados juntos em uma única tubulação. Segundo Azevedo Netto (1983), esse sistema prejudica e onera de maneira significativa toda a obra, incluindo a rede e o tratamento dos esgotos. Isso se dá pelo fato de que o sistema hidráulico deve ser dimensionado para atender as vazões máximas da chuva da área de projeto, ao mesmo tempo em

que deve satisfazer as condições mínimas para o escoamento de efluentes sanitários em tempo seco (MUTTI, 2015).

Dessa forma, prevê-se que o sistema de tubulações trabalhará com um volume praticamente constante a ser escoado, e a capacidade hidráulica do sistema dificilmente será subutilizada (FERREIRA, 2013).

Figura 2 - Sistema de esgotamento unitário



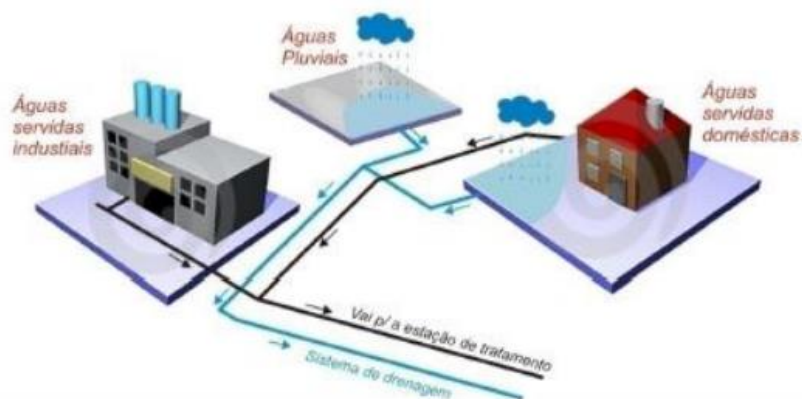
Fonte: Dias, (2019)

2.3.2.2 Sistemas separadores absolutos

Os sistemas separadores absolutos (figura 3) de acordo com Mutti (2015), são caracterizados pela presença de duas redes de tubulações separadas, uma dimensionada para atender as contribuições de esgoto geradas e outra composta pelas galerias de águas pluviais responsáveis pela drenagem urbana.

Esse tipo de sistema apresenta como grande vantagem o reduzido custo (canalização de menor diâmetro), o que justificava o seu emprego (CERVI, 2014). Para o seu pleno funcionamento, exige fiscalização eficiente de suas redes, para evitar que vazões não previstas cheguem à rede sanitário, principalmente, oriundas de coletores pluviais instalados nos pátios as residências (NORO, 2012). No Brasil, quase que exclusivamente é utilizado o sistema separador absoluto.

Figura 3 - Sistema de separador absoluto



Fonte: Dias, (2019)

2.3.3 Componentes de um sistema de esgotamento sanitário

Um sistema de esgotamento sanitário é composto por vários elementos que em conjunto fazem o processo de coleta, transporte e tratamento de esgoto. De acordo com Alem Sobrinho e Tsutiya (2000), podemos definir as partes do sistema como: rede coletora, interceptor, emissário, sifão invertido, corpo de água receptor, estação elevatória e estação de tratamento.

2.3.3.1 Rede coletora

A NBR 9649 (ABNT, 1986) define rede coletora como o conjunto constituído por ligações prediais, coletores de esgoto e seus órgãos acessórios. A seguir, poderemos entender mais a fundo cada um desses componentes, bem como representado na figura 4.

Figura 4 - Rede de esgotamento sanitário



Fonte: SABESP, (2014)

- Ligação predial: trecho do coletor predial compreendido entre o limite do terreno e o coletor de esgoto;
- Coletor de esgoto: tubulação da rede coletora que recebe contribuição de esgoto dos coletores prediais em qualquer ponto ao longo de seu comprimento;
- Coletor principal: coletor de esgoto de maior extensão dentro de uma mesma bacia;
- Coletor tronco: tubulação da rede coletora que recebe apenas contribuições de esgoto de outros coletores;
- Órgãos acessórios: são dispositivos implantados na rede de coleta de esgoto para auxiliar na minimização dos entupimentos da rede e também no acesso de pessoas e máquinas para o processo de manutenção. De acordo com a NBR 9649 (ABNT, 1986), a distância entre órgãos acessórios consecutivos deve ser limitada pelo alcance dos equipamentos de desobstrução, hoje essa distância máxima é de 100 metros. Ainda de acordo com essa fonte, os órgãos acessórios podem ser: Poço de visita (PV), tubo de inspeção de limpeza (TIL), terminais de limpeza (TL) e a caixa de passagem (CP). É através desses condutos que o esgoto é coletado e transportado para o interceptor.

2.3.3.2 *Interceptor*

Interceptor é uma tubulação de grande porte e de extensos comprimentos, onde sua principal função é receber as contribuições e transportá-las até seu destino final (ABNT, 1992). A concepção do interceptor é uma consequência imediata após o processo de traçado da rede coletora e da definição do local de lançamento.

Figura 5 – Interceptor



Fonte: Revista Ad Normas, (2019)

2.3.3.3 *Emissário, sifão invertido e corpo de água receptor*

A NBR 9649 (ABNT, 1986) define emissário como uma tubulação que recebe esgoto exclusivamente na extremidade de montante. Ele tem por função transportar o efluente tratado da estação de tratamento até o corpo receptor (BEZERRA, 2011).

A mesma norma define sifão invertido como a obra que é destinada à transposição de obstáculos pela tubulação de esgoto, funcionando sob pressão. Corpo receptor é qualquer coleção de água ou solo que recebe lançamento de esgoto em estágio final (ABNT, 1986).

2.3.3.4 *Estação elevatória*

Como as canalizações da rede coletora de esgoto funcionam como condutos livres, elas devem ser projetadas com certa declividade para que seja garantida a manutenção da velocidade de escoamento no interior dos condutos por gravidade (COSTA, 2013). Isso implica no constante aprofundamento da rede e no direcionamento dos condutos para áreas com menores cotas.

Devido a isso, são necessárias instalações para realizarem a transferência do esgoto coletado que está localizado em cotas menores para cotas maiores. Essas instalações são as estações elevatórias. A escolha do local exato para a implantação de uma estação elevatória deve levar em consideração tantos aspectos de dimensionamento e projeto quanto civis, sociais e ambientais (NUVOLARI, 2011).

Como parte desse sistema de elevação de esgoto temos a linha de recalque, por onde o esgoto será bombeado para cota maior. O diâmetro desse conduto é hidráulicamente indeterminado, portanto, as velocidades de escoamento nas

tubulações devem ser tais que não permitam a deposição de materiais sólidos na linha, mas também não causem problemas de erosão (COSTA, 2013). A velocidade é uns fatores mais importantes durante o dimensionamento da linha de recalque, por meio dele, é possível analisar a melhor opção de diâmetro e operação da estação elevatória.

A localização das estações elevatórias nos sistemas de esgoto depende do traçado do sistema de coleta e de maneira geral estão localizados nos pontos mais baixos de uma bacia ou nas proximidades de rios, riachos ou barragens (MENDONÇA; MENDONÇA, 2017).

Para realizar o bombeamento dos efluentes geralmente são utilizadas bombas centrífugas, para elevação do líquido, e motor elétrico, fornecedor de força eletromotriz para impulsionar a bomba (VIANA JUNIOR, 2018).

A utilização de bombas em sistemas de esgotamento sanitário tornou-se indispensável e como consequência, também o uso de energia elétrica para o acionamento dos motores que fazem as bombas funcionarem (VIANA, 2017). Essas bombas impulsionam o transporte do efluente para o destino final por meio da tubulação de recalque.

Segundo a Saneinfra (2021), linha de recalque é definida como um conjunto de tubulações, conexões peças, acessórios e dispositivos necessários para garantir o perfeito bombeamento do esgoto.

Costa (2021) nos esclarece que os custos de um sistema elevatórios são influenciados por muitas variáveis, porém o diâmetro do recalque é o mais polêmico, uma vez que são definidos, basicamente, pela vazão transportada, comprimento da tubulação, desnível topográfico entre outros.

Ainda segundo o autor, o dimensionamento de linhas de recalque constitui-se um problema hidraulicamente indeterminado, ou seja, há uma infinidade de pares diâmetro-potência que satisfazem uma determinada necessidade de vazão.

Realizando o recalque com velocidades baixas, tem-se como resultando diâmetros relativamente grandes que implicam em custos elevados da tubulação e menores gastos com as bombas e energia elétricas já que as alturas manométricas são menores (COSTA, 2021). A utilização de velocidades altas requer diâmetros menores, de custos mais baixos mais que provocam grandes perdas de cargas, exigindo conjuntos elevatórios mais potentes e mais caros

2.3.3.5 Estação de tratamento

A Resolução CONAMA nº 430, de 13 de maio de 2011, no Art. 2º determina que “a disposição de efluentes de qualquer fonte poluidora somente poderão ser lançados diretamente nos corpos receptores após devido tratamento e desde que obedeçam às condições, padrões e exigências”. Diante disso, torna-se claro a necessidade de tratar o esgoto antes de leva-lo ao seu destino final.

O processo de tratamento de esgotos consiste na separação de materiais sólidos, a redução de carga orgânica, na remoção de nutrientes e na remoção de patógenos, através de processos físicos, químicos e biológicos (FONSECA, 2018).

Ao chegar na estação final o esgoto passa por um processo de tratamento que se divide em tratamento preliminar, tratamento primário, tratamento secundário e tratamento terciário, obtendo-se como resultado final o efluente líquido tratado que possui as características adequadas para o descarte em corpos hídricos e a geração de lodo (VON SPERLING, 2016).

2.3.3.6 Estudo de Concepção do sistema de esgotamento sanitário

O primeiro passo na implantação de esgoto sanitário é o seu planejamento, cuja orientação é obtida na norma brasileira da NBR 9648 – Estudo de Concepção de Sistemas de Esgotamento Sanitário. (NUVOLARI et al, 2011).

O estudo e concepção de traçado de rede consistem em elaborar um traçado de rede levando em consideração todos os fatores que fazem parte do sistema (SILVA, 2019). Além da análise dos fatores de dimensionamento, é extremamente necessário, para um estudo completo, a análise dos dados sociais, civis e econômicos da população, visto que, a implantação de esgotamento sanitário em um local pode causar grandes impactos positivos ou negativos, dependendo da forma como será executada.

Para Alem Sobrinho e Tsutiya (2000), a concepção do sistema tem como objetivo:

- Identificação e quantificação de todos os fatores intervenientes com o sistema de esgotos;
- Diagnóstico do sistema existente, considerando a situação atual e futura;
- Estabelecimento de todos os parâmetros básico de projeto;

- Pré-dimensionamento das unidades do sistema;
- Escolha da alternativa mais adequada mediante a comparação técnica, econômica e ambiental;
- Estabelecimento das diretrizes gerais de projeto e estimativa das quantidades de serviço que devem ser executados na fase de projeto.

Esse estudo é orientado no Brasil pela norma brasileira NBR 9.648 (ABNT, 1986) – Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitários. De acordo com a Norma uma concepção básica é a melhor opção de arranjo, sob os pontos de vista técnico, econômico, financeiro e social.

Para que o estudo seja completo e efetivo a mesma norma reúne como requisitos uma série de informações disponíveis e necessárias a respeito da área de planejamento e implantação do sistema, como: geográficas, hidrológicas, demográficas, econômicas, entre outras (ABNT, 1986).

Para traçar a rede coletora é importante realizar um estudo de bacias e sub-bacias da área, análise do modelo de traçado da rede, identificar características dos materiais utilizados, localizar os coletores tronco, interceptores e estações de tratamento (SILVA, 2019).

Deverão ser analisadas alternativas de aproveitamento total e/ou parcial do sistema existente. Para cada alternativa devem ser levantadas os impactos positivos e negativos, avaliando, também, os aspectos legais juntos às entidades competentes (ALEM SOBRINHO; TSUTIYA, 2000).

2.3.3.7 Estudo do sistema existente

Muitas vezes ao fazer o estudo de concepção de uma área de implantação nos deparamos com um sistema já existente, mesmo que precário. Durante o estudo é necessário verificar quais componentes já existem, suas condições e se podem ser reaproveitadas com o intuito de redução de custos.

Para avaliar o antigo sistema, Alem Sobrinho e Tsutiya (2000), afirmam que é necessário identificar todos os elementos baseados no cadastro e informações existentes, no estudo também deve constar a área atendida pelo sistema, o seu nível de atendimentos, o número de ligações atendidas e seu consumo.

2.3.3.8 Topografia

Todo e qualquer projeto de arquitetura ou engenharia tem como fundamento a topografia, os sistemas de esgotamento sanitário são desenvolvidos através dos níveis do terreno sobre o qual se assentam (MIGLIORINI, 2019).

Os sistemas de rede coletoras de esgoto funcionam por gravidade, portanto, é imprescindível o levantamento topográfico da área de projeto e que na etapa da construção da obra sejam respeitados os traçados definidos em projeto e/ou levantamento em campo (COSTA, 2013).

Tsutiya e Neto (1985), afirmam que a topografia pode influenciar nos aspectos hidráulico, de controle de sulfeto de hidrogênio e na ação de autolimpeza da tubulação. Regiões planas, por exemplo, a velocidade nas tubulações é relativamente pequena o que gera uma preocupação com a possível corrosão das paredes das tubulações.

2.3.3.9 Alcance de projeto

Alcance de projeto pode ser definido como o ano previsto para o sistema planejado passar a operar com a utilização plena de sua capacidade (ABNT, 1986). A definição do alcance é extremamente importante já que a partir dele é que todo o projeto será dimensionado. Todo o sistema irá funcionar ao longo dos anos em função de atender no final de plano a população estimada.

Lunardelli (2005) apresenta como os principais fatores no momento da escolha do período de projeto os seguintes:

- As tendências de crescimento populacional e das necessidades urbanas;
- A vida útil das estruturas e dos equipamentos, tendo-se em conta a sua obsolescência, a sua durabilidade, a sua utilização e o seu desgaste;
- As facilidade e dificuldades para a ampliação das instalações;
- O comportamento do sistema em início de plano.

É comumente adotado no Brasil o alcance de projeto de 20 anos, sendo o sistema dimensionado para a população de saturação da região ao fim desse período.

2.4 CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO DE SES

Com a divulgação da norma NBR 9649 da ABNT, o Brasil passou a ter os mais avançados critérios hidráulicos de dimensionamento de redes coletoras de esgoto,

utilizando-se os conceitos de tensão trativa e de velocidade crítica (ALEM SOBRINHO; TSUTIYA, 2000). Diante disso, é possível observar que o processo de dimensionamento de uma rede coletora de esgoto e de seus componentes envolve diversos fatores para que todos os critérios sejam atendidos e todas as verificações sejam feitas.

A seguir serão apresentados os principais critérios que devem ser atendidos e as verificações necessárias para o projeto.

2.4.1 Consumo de água per capita (q)

Esse fator possui grandes variações no seu valor, derivando segundo hábitos higiênicos, natureza de ocupação, os controles exercidos sobre o consumo de água, valor da tarifa, entre outros (COSTA, 2013).

A SAAE determina em sua norma técnica de número 003/2017 as seguintes estimativas de consumo diário:

Tabela 1 - Estimativas de consumo diário

Tipo de construção	Consumo médio (litros/dia)
Alojamentos provisórios	80
Casas populares ou rurais	200
Residências	200
Apartamento	200

Fonte: SAAE

No caso de ausência dessas referencias de consumo médio, podemos usar as seguintes equações para determinar o *per capita*:

Equação 1 - Consumo efetivo de água

$$q_e = \frac{V_c}{NE \times ND \times (NH/L)}$$

Onde,

q_e = consumo efetivo per capita (L/hab.dia);

V_c = volume consumido medido pelos hidrômetros (L);

NE = número médio de economias (lig);

ND = número de dias de medição pelos hidrômetros (dia);

NH/L = número médio de habitantes por ligação (hab/lig).

Posteriormente, aplicamos a equação 2:

Equação 2 - Consumo per capita

$$q = \frac{q_e}{1 - IP}$$

Sendo,

q = consumo *per capita* de água (L/hab.dia);

q_e = consumo efetivo per capita de água (L/hab.dia);

IP = índice de perdas (vazamentos, medições, fraudes, etc.).

2.4.1 Coeficiente de Retorno (C)

Costa (2013) define que, coeficiente de retorno é a relação entre o volume de esgoto recebido na rede coletora e o volume de água efetivamente consumido pela população. A NBR 9649 (ABNT, 1986) recomenda o valor do coeficiente de retorno com sendo de 0,8, sendo assim podemos dizer que de toda água efetivamente fornecida para a população, 80% retorno em forma de esgoto.

2.4.2 Coeficientes de variação de vazão

Os coeficientes de variação de vazão, correspondem ao escoamento das parcelas de esgotos que variam conforme as demandas sazonais, mensal, diária e horária (NUVOLARI, 2011). As variações mais significativas são as diárias e horárias, representadas pelos coeficientes abaixo, tendo seus valores recomendados pela norma NBR 9649/86 (COSTA, 2013).

- Coeficiente de máxima vazão diária (K1): é a relação entre a maior demanda de vazão diárias em um ano e a vazão diária média para o mesmo ano. O seu valor indicado pela norma é de 1,20;
- Coeficiente de máxima vazão horária (K2): é a relação entre a maior demanda de vazão diária em um dia e a vazão média horária para o mesmo ano. O seu valor indicado pela norma é de 1,50;
- Coeficiente de mínima vazão horária (K3): é a relação entre a vazão mínima e a vazão média anual. O seu valor indicado pela norma é de 0,50.

2.4.3 Infiltração

As águas de infiltração são águas subterrâneas originárias do subsolo que penetram indesejavelmente nas canalizações da rede de diversas maneiras: pelas paredes das tubulações, juntas mal executadas, tubulações defeituosas, PV's e das estações elevatórias, entre outros (AZEVEDO, 2018).

Segundo a NBR 9649 (ABNT, 1986), é recomendado que apenas as infiltrações sejam consideradas na elaboração de projetos hidráulicos-sanitários das redes coletoras de esgoto, águas pluviais devem ser consideradas apenas no dimensionamento dos extravasores dos interceptores de esgoto sanitário.

Para a NBR 9649 (ABNT, 1986), o valor adotado com taxa de contribuição linear varia entre 0,05 a 1,0 L/s.km.

2.4.4 Vazões

O sistema de coleta de esgoto conta com três tipos de líquidos residuais: esgoto doméstico, águas de infiltração e resíduos líquidos industriais. Após ser definido o caminho da rede, alcance de plano e a estimativa das populações inicial e final deve ser determinado as vazões dos esgotos (MIGLIORINI, 2019).

Segunda a NBR 9649 (ABNT, 1986) para todos os trechos de uma rede coletora devem ser estimadas as suas vazões de início e fim de plano. Diante disso, é preciso conhecer a população inicial e a população final da área que será atendida. Vale ressaltar, que também é definido por norma, que em qualquer trecho da rede coletora a vazão nunca deve ser inferior a 1,5 l/s para assim garantir um escoamento mínimo contínuo auxiliando na autolimpeza das tubulações.

2.5 ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA

Para se conhecer bem um sistema de tratamento de esgoto, é necessário conhecer, dentre outras coisas, o seu custo de produção e a viabilidade financeira do empreendimento (DAVILA; CHAVES; SANTOS; PERES, 2019). A tarefa de relacionar custos de produção é bastante complexa, pois envolve diversos fatores e muita atenção pois um erro pode gerar grandes consequências.

A análise de viabilidade econômica de uma proposta de projeto permite que o investidor tenha uma ideia prévia dos ganhos que a organização pode ter com a sua

implantação, considerando todos os aspectos técnicos e indicadores que representam o seu desempenho (CARLI, 2016).

Lopes e Carvalho (2011), definem análise financeira como o processo pelo qual o investidor passa a conhecer os resultados obtidos, em termos monetários, de cada fator integrante do investimento. É através dessa análise que é possível conhecer os pontos que demandam mais atenção para que os lucros sejam maximizados e os custos minimizados.

De uma maneira geral, o processo de uma unidade de produção – nesse caso de um sistema de esgotamento sanitário – pode-se constatar que há dois tipos básicos de custos: de implantação da unidade de produção e os que correspondem ao processo de produção de fato (BUARQUE, 1984).

Existem diversos indicadores econômicos de rentabilidade, cada qual com suas vantagens e desvantagens de análise. Os métodos mais tradicionais de avaliação de investimento são: valor presente líquido (VPL), custo anual uniforme equivalente (CAUE), taxa interna de retorno (TIR), *payback* e índice de rentabilidade (PILÃO; HUMMEL, 2003).

Cerca de 75% das organizações utilizam o valor presente líquido (VPL) como método de avaliação de investimento e instrumento de tomada de decisões (BREALEY; MYERS; ALLEN, 2013). Segundo Gomes (2013), a apresentação correta de uma análise de investimentos é dada por seu fluxo de caixa, de onde se pode obter o TIR e o VPL. O presente trabalho utilizará como método de análise de investimento o valor presente líquido.

2.5.1 Valor Presente Líquido (VPL)

O método de Valor Presente Líquido (VPL) permite analisar os ganhos de um projeto, em valores monetários presente. Ele considera a soma dos valores de fluxos de caixa em um período determinado descontado a uma taxa de desconto, a chama Taxa Mínima de Atratividade (TMA) (PILÃO; HUMMEL, 2003).

Esse método tem como finalidade valorar em termos de valor presente o impacto dos eventos futuros associados a um projeto ou alternativa de investimento (SAMANEZ, 2002).

Uma análise será interessante quando o VPL apresentar valor positivo ou nulo, sendo mais atrativo valores superiores, pois representa um valor em dinheiro que poderá ser ganho, em valores atuais (FONSECA, 2018).

O VPL apresenta como vantagem de ser aplicado a fluxos de caixa que contenham mais de uma variação de sinal, tanto de entrada, como de saída (RIBEIRO, 2016). Contudo, ele somente apresenta se o investimento gerou lucro ou prejuízo e qual foi esse valor, não sendo possível avaliar o quão atrativo ou não é o projeto (BILHAR, 2013).

2.5.2 Taxa Mínima de Atratividade (TMA)

O método do Valor Presente Líquido (VPL), possui como referência os valores de fluxos de caixa descontados a uma Taxa Mínima de Atratividade (TMA), na qual representa o mínimo de retorno de investimento em um projeto e com isso determinar a viabilidade econômica do projeto (CASAROTTO FILHO; KOPITKE, 2006).

Essa é uma taxa importante na tomada de decisão e possui três indicadores básicos que devem ser considerados para o cálculo da mesma: custo de oportunidade, o risco do negócio e a liquidez do negócio (PILÃO; HUMMEL, 2003).

A escolha do valor dessa taxa é crucial e pode variar de acordo com o perfil do investidor e do investimento em questão. Quando colocada em contexto ambiental, devemos considerar a possibilidade de esgotamento de um recurso ambiental.

Sugere-se então, o uso de taxas de desconto menores para os projetos onde se verificam benéficos ou custos ambientais significativos ou adicionar investimentos necessários para eliminar o risco ambiental (MOTTA, 1997).

3. METODOLOGIA

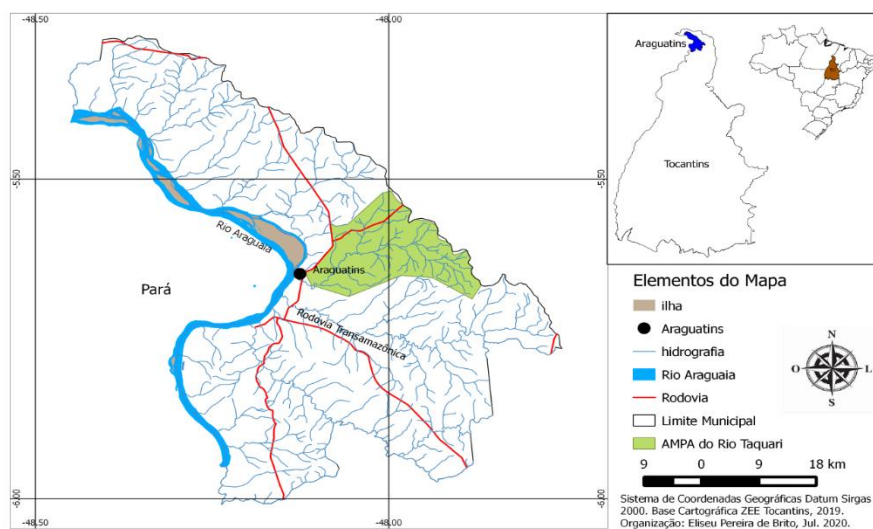
No presente tópico serão apresentados os métodos de cálculos, procedimentos e parâmetros que serão considerados para o desenvolvimento das duas alternativas de concepção do sistema de esgotamento sanitário para a cidade de Araguatins, no estado do Tocantins.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Este estudo abrangerá a área urbana da cidade de Araguatins – TO, conforme figura 6, trata-se de um município brasileiro do estado do Tocantins, localizado na microrregião do Bico do Papagaio, situada às margens do rio Araguaia. Foi escolhida apenas a área urbana tendo em vista que é a porção com maior concentração de casas e arruamentos, o que possibilita uma concepção mais viável técnica e economicamente.

A área rural do município não será objeto de estudo, devido a pequena porção de população e das residências se encontrarem em locais distantes e de acesso mais restrito, nesses casos recomenda-se o uso de coleta e tratamento individual de esgoto. A figura 6, apresenta o mapa de localização da área de estudo, a cidade de Araguatins – TO, para melhor compreensão da área estudada.

Figura 6 - Mapa de localização da área de estudo



Fonte: Open Editions Journals

3.2 CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO

A partir do estudo realizado e seguindo as recomendações Norma NBR 9649 da ABNT, foi diagnosticado o sistema existente, e será considerado a situação atual e futura, escolha da alternativa mais adequada mediante a comparação técnica, econômica e foi elaborado o um quadro com o resumo dos critérios adotados, conforme tabela 2.

Tabela 2 - Critérios de projeto de rede

CRITÉRIOS DE PROJETO DE REDE	
q (l/hab.dia)	200
K1	1,2
K2	1,5
K3	0,5
C	0,8

Fonte: Autoria própria

3.2.1 Diagnóstico do sistema existente

Conforme o estudo, é explícita a necessidade do estudo do sistema já existente no município, visto que, é necessário aproveitar ao máximo as redes e obras já construídas para que o novo sistema se torne menos oneroso.

Através e vistas feitas no local por profissionais da área foram coletadas informações sobre a rede de coleta de esgoto presente no município e fornecidas para a presente autora. Nessa visita foram detectadas indicações da existência de uma rede de esgoto em alguns locais, encontrou-se alguns poços de visita (PV), e a partir destes pontos foi traçado um esboço da rede que poderia existir no local com intuito de executar os cálculos necessários para o devido dimensionamento, possibilitando definir como o aproveitamento pode ser feito durante a instalação e operação do novo sistema. O objetivo da criação de novas obras especiais e redes é de complementar a rede já existe e não de torna-la inutilizável.

A utilização de unidades já existente pode trazer para a concepção uma diminuição de gasto considerável além de reduzir o tempo de implantação, pois a obra já estará pronta.

Ressalta-se que diante da intenção de implantação das alternativas proposta seria necessário a realização do cadastro da rede do município para que a efetividade pudesse ser garantida.

3.2.2 Materiais das Tubulações de Esgoto

Para a escolha do material a ser empregado no sistema, levam-se em consideração as características dos esgotos, as condições locais e os métodos utilizados na construção.

Os materiais que são mais comumente utilizados para a instalação dos sistemas de coleta e transporte de águas residuárias são: tubo cerâmico, concreto, PEAD (Polietileno de Alta Densidade), plástico, ferro fundido e o aço. Em geral, para as linhas de recalque, utilizam-se normalmente os tubos de ferro fundido, PEAD e os tubos de aço. Já para a rede coletora, são mais comumente utilizados os tubos de PVC (TSUTIYA e SOBRINHO, 2011).

Segundo os autores, alguns fatores devem ser observados para escolha do material, tais como:

- Resistência a cargas externas;
- Resistência à abrasão e ao ataque químico;
- Facilidade de transporte;
- Disponibilidade de diâmetros necessários;
- Custo do material;
- Custo do transporte e;
- Custo do assentamento.

3.3 ELABORAÇÃO DAS ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÃO

3.3.1 Definição de sub-bacias

O levantamento topográfico do município foi disponibilizado em formato dwg por profissionais que fizeram trabalhos semelhantes no local. Através desse levantamento topográfico foi possível observar os pontos mais alto e baixos da região para definir o fluxo do sistema, que funcionará por gravidade e delimitar as sub-bacias de esgotamento.

Com base no levantamento topográfico, foi possível analisar criteriosamente a conformação das sub-bacias da área, sendo levado como critério o maior aproveitamento possível do escoamento por gravidade. Com a localização das sub-bacias será definido, previamente, os locais que receberam as unidades especiais do sistema, como as estações elevatórias e a estação de tratamento de esgoto.

3.4 CALCULO POPULACIONAL

3.4.1 Setores censitários

De acordo com o IBGE, setor censitário pode ser definido como “unidade territorial estabelecida para fins de controle cadastral, formado por área contínua, situada em um único quadro urbano ou rural, com dimensão e número de domicílios que permitam o levantamento por um recenseador”.

O crescimento populacional de um município não é homogêneo, para que essa variação pode ser levada em consideração nos cálculos de crescimento populacional e sua distribuição no território.

Usando os dados dos habitantes nos setores censitários ao longo dos anos encontrados nos censos realizados pelo IBGE é possível estabelecer um comportamento característico do crescimento de cada zona do município.

3.4.2 Taxa de crescimento populacional

Por meio dos dados de estimativa populacional do município encontrados nos últimos três censos demográficos realizados será possível obter taxas de crescimento da populacional.

Através do método geométrico expresso pela equação abaixo e com os dados populacionais do IBGE será possível realizar a estimativa do comportamento do crescimento populacional de Araguatins.

Equação 3 - Taxa de crescimento populacional

$$Tx = \left[\left(\sqrt[n]{\frac{P_f}{P_i}} \right) - 1 \right] \times 100$$

Onde,

Tx = taxa de crescimento;

Pf = população final;

Pi = população inicial;

n= número de anos do período;

Com o conhecimento do comportamento característico do crescimento de cada zona do município e das taxas de crescimento dos últimos censos é possível estipular como e qual será o crescimento populacional de cada zona dentro de uma sub bacia específica, visto que elas não crescerão de forma homogênea.

3.5 VAZÕES DE PROJETO

Após a definição a população de início e fim de plano de cada zona e sub-bacia, será possível o cálculo das vazões domésticas máximas, média e mínima por meio das seguintes fórmulas:

Equação 4 - Vazão máxima

$$Qd_{máxima} = \frac{P_f \times C \times q \times K1 \times K2}{86400} \quad \text{Eq. (1)}$$

Equação 5 - Vazão média

$$Qd_{média} = \frac{P \times C \times q}{86400} \quad \text{Eq. (2)}$$

Equação 6 - Vazão mínima

$$Qd_{mínima} = \frac{P \times C \times q \times K3}{86400} \quad \text{Eq. (3)}$$

Sendo,

P = população final ou inicial;

C = coeficiente de retorno;

q = per capita de consumo;

K1 = coeficiente de vazão máxima diária;

K2 = coeficiente de vazão máxima horária;

K3 = Coeficiente de mínima vazão horária.

Contudo, a vazão de fim de plano deve considerar também as contribuições de infiltrações e despejos industriais. Diante disso, a vazão de infiltração será obtida por meio da seguinte equação:

Equação 7 - Vazão de infiltração

$$Q_{inf} = Tx_{inf} \times \text{Extensão total da rede} \quad \text{Eq. (4)}$$

Sendo,

T_{xinf}= taxa de infiltração.

3.6 DIMENSIONAMENTO

3.6.1 Estação Elevatória de Esgoto e Linha de recalque

O dimensionado da EEE do sistema será feito à luz da NBR 12208 – Projeto de Estação de Bombeamento ou Estação Elevatória de Esgoto. Foram usados, entre outros, os seguintes critérios de projeto:

Tabela 3 - Critérios de projeto

Critérios de projeto	
Velocidade da linha de recalque (m/s)	$0,6 \leq X \leq 3,0$
Tempo de ciclo (min)	10
Submergência mínima (m)	0,30

Fonte: Autoria própria

Primeiramente dividiu-se as sub-bacias que cada elevatória pode atender, e a vazão que poderá receber, a partir do cálculo de vazão, item 3.5. Em posse dessas informações, é iniciado o cálculo do volume útil por meio da seguinte equação:

$$V \text{ útil} = \frac{Q_{max} \times T_{ciclo}}{4} \quad \text{Eq. (5)}$$

Sendo,

V útil = volume útil;

Q max= vazão máxima da elevatória;

T ciclo= tempo de ciclo;

Em seguida, calcula-se a submergência mínima levando em consideração a diâmetro da tubulação de entrada no poço de sucção;

$$\text{Submergência mínima} = 2,5 \times DN \quad \text{Eq. (6)}$$

E por fim, o volume efetivo considerando comprimentos e larguras adotadas para cada poço.

$$V. \text{efetivo} = Q_m \times T_d \quad \text{Eq. (7)}$$

Sendo,

V efetivo = volume efetivo;

Q m= vazão média da elevatória;

Td= tempo de detenção;

Diante disso foram realizados os cálculos de dimensão dos poços de sucção, considerando os níveis de enchente do local da elevatória, diretriz do conduto de recalque, volume útil, volume efetivo, submergência mínima e por fim dimensionar as linhas de recalque, direcionando o esgoto para a estação de tratamento.

Para o dimensionamento das linhas de recalque o principal diferencial foi o uso de dois diâmetros diferentes para cada uma delas a fim de determinar o que apresentava o melhor desempenho hidráulico visto que o diâmetro da tubulação representa uma grande porção financeira em uma implantação de sistema de esgotamento sanitário.

O cálculo do diâmetro das linhas de recalque leva em consideração a vazão máxima que ela poderá receber de acordo com a EEE que ela atende. Usa-se a seguinte formula:

$$DN = \sqrt{Q_{m\acute{a}x}} \quad \text{Eq. (8)}$$

Sendo,

Q máx = vazão máxima da elevatória;

Foi levado em consideração nas concepções sempre um diâmetro superior e uma inferior ao calculado pela equação acima.

Outro parâmetro de dimensionamento que deve ser checado e atender a norma de dimensionamento de EEE é a velocidade de recalque na linha, obtida da seguinte forma:

$$V = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}} \quad \text{Eq. (9)}$$

Sendo,

V = velocidade na linha de recalque;

D = diâmetro da linha de recalque;

Q = vazão máxima.

A perda de carga, distribuída e localiza, depende principalmente da velocidade da linha de recalque, do diâmetro da mesma e das peças utilizadas nela. A distribuída pode ser calculada da seguinte forma:

$$Hd = L \times \frac{10,641 \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}} \quad \text{Eq. (10)}$$

Sendo,

Hd = perda de carga distribuída;

L = extensão da linha de recalque

Q = vazão;

C = coeficiente de *Hazen-Williams*;

D = diâmetro.

Já a perda de carga localizada é expressa pela equação:

$$Hl = K \times \frac{V^2}{2 \times g} \quad \text{Eq. (11)}$$

Sendo,

Hl= perda de carga localizada.

K = coeficiente de rugosidade,

V = velocidade da linha de recalque;

G = gravidade.

Já a perda de carga geométrica nada mais é que a diferença entre a maior e a menor cota da linha de recalque em questão. E a perda de carga total da linha de recalque é a soma dos três tipos de perda.

Para obter a potência das bombas presentes na linha de recalque, utiliza-se a equação:

$$P = \frac{9,81 \times Hm \times Q}{0,7} \quad \text{Eq. (12)}$$

Sendo,

P = potência (kW);

Hm = altura manométrica;

Q = vazão (l/s);

3.7 ANÁLISE FINANCEIRA

Para a análise financeira serão levados em consideração dois custos principais: de implantação e de operação. Dentro dos custos de implantação estão as demandas financeiras necessárias para instalar todas as linhas de recalque e as estações elevatórias de esgoto. Os valores foram obtidos através de pesquisa de mercado e os adotados para o estudo da verba de implantação, de acordo com a tabela 4.

Tabela 4 - Levantamento de quantitativo e valores

ITENS	UNI	VALOR UNITÁRIO
Linha de Recalque de Esgoto (LRE) - DN 125 mm	R\$/m	R\$ 205,00
Linha de Recalque de Esgoto (LRE) - DN 150 mm	R\$/m	R\$ 237,00
Linha de Recalque de Esgoto (LRE) - DN 200 mm	R\$/m	R\$ 300,00
Linha de Recalque de Esgoto (LRE) - DN 250 mm	R\$/m	R\$ 356,00
Linha de Recalque de Esgoto (LRE) - DN 300 mm	R\$/m	R\$ 412,00
Linha de Recalque de Esgoto (LRE) - DN 350 mm	R\$/m	R\$ 466,00
Linha de Recalque de Esgoto (LRE) - DN 400 mm	R\$/m	R\$ 520,00
Linha de Recalque de Esgoto (LRE) - DN 450 mm	R\$/m	R\$ 574,00
EEE Q=15 L/s	R\$/L	R\$ 43.100,00
EEE Q=50 L/s	R\$/L	R\$ 33.250,00
EEE Q=100 L/s	R\$/L	R\$ 17.000,00
EEE Q=120 L/s	R\$/L	R\$ 11.000,00
EEE Q=160 L/s	R\$/L	R\$ 8.500,00
EEE Q=180 L/s	R\$/L	R\$ 7.800,00

Fonte: Autoria própria

Já os custos de operação levam em consideração a demanda elétrica para que o sistema funcione durante o horizonte de projeto e a renovação e manutenção das bombas das EEE's. Como se trata de uma análise por período de tempo, deve-se levar em consideração as oscilações financeiras que podem ocorrer. Para isso, adotou-se uma taxa de juros de 12% para absorver as mudanças que possam ocorrer durante os anos.

Dentre os custos de operação está o da manutenção/renovação das bombas, calculado da seguinte forma:

$$\text{Renovação das bombas} = V_{\text{impl.}} \times 0,18 \times \frac{1}{(1+Tx)^n} \quad \text{Eq. (13)}$$

Sendo,

V impl. = custo de implantação do sistema,

Tx = taxa de juros adotada,

N = número de anos.

Já o cálculo da despesa em energia inicia-se com a determinação do consumo anual de energia elétrica e em seguida aplicando o valor de R\$ 0,75 Kw/h, determina-se o valor gasto em uma ano em energia elétrica.

O gasto durante os 20 anos de projeto em energia elétrica, é calculado a partir da fórmula:

$$Despesas\ com\ energia\ elétrica = Valor\ anual \times \frac{(1+Tx)^N - 1}{Tx \times (1+Tx)^n} \quad Eq. (14)$$

Sendo,

Valor anual = valor anual gasto em energia elétrica,

Tx = taxa de juros adotada,

n = número de anos.

Em posse dos dados de custo de implantação e de operação, foi possível determinar qual alternativa é mais viável economicamente.

3.8 ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS ALTERNATIVAS.

O presente trabalho visa definir a melhor concepção de sistema de esgotamento sanitário para o município de Araguatins – TO, para isso foi realizado um estudo comparativo entre as duas alternativas calculadas. O critério inicial se cada uma das alternativas atende sem exceção aos critérios de projeto adotado, pois é isso que garante que a concepção funcione hidraulicamente perfeita.

O funcionamento da concepção, após passar pelos critérios técnicos, deve garantir um custo de implantação e de operação mais baixo possível, sem comprometer a qualidade de funcionamento, e os diâmetros e vazões adotadas interferem diretamente nisso.

A concepção que não apresentar valores foras das normas e que for mais viável economicamente tanto durante sua implantação quanto sua operação será, por fim, a escolhida.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 SUB-BACIAS E ESTUDO POPULACIONAL

Devido a conformação topográfica a cidade foi dividida em seis sub-bacias. A contribuição de uma sub-bacia com a outra foi um dos principais focos para o desenvolvimento das alternativas de concepção. Essa contribuição define a vazão de cada parte da rede e conseqüentemente o dimensionamento das estações elevatórias. Na tabela 5, é possível observar a área de cada sub-bacia, bem como na figura 7. A área total de projeto é de 8.099.257,38 m².

Figura 7 - Sub-bacias



Fonte: Autoria própria

Tabela 5 - Área de cada sub-bacia

SUB-BACIA	ÁREA (M ²)
SUB 01	1.079.558,06
SUB 02	1.129.162,53
SUB 03	908.955,43
SUB 04	3.322.567,26
SUB 05	1.321.594,53
SUB 06	337.419,57
Total	8.099.257,38

Fonte: Autoria própria

Observando os setores censitários de Araguatins e as sub-bacias que eles se localizam percebe-se que algumas áreas já se encontram saturadas atualmente e outras com alto potencial de crescimento. Na tabela 6, é possível observar o número o setor censitário, e as sub-bacias o qual elas se localizam, bem como seu crescimento (positivo ou negativo) entre 2000 e 2010.

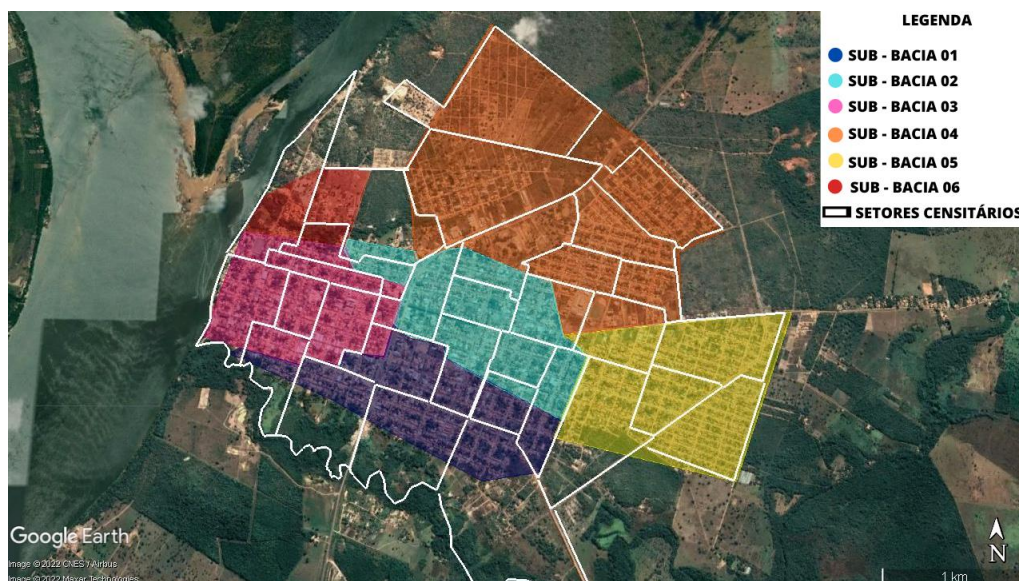
Tabela 6 - Crescimento dos setores censitários

Nº DO SETOR CENSITÁRIO	SUB-BACIA	ANO		CRESCIMENTO
		2000	2010	
170220805000001	SUB-03	1.390	1.012	-378
170220805000002	SUB-02	1.333	616	-717
170220805000003	SUB-01	1.786	1.005	-781
170220805000004	SUB-02	2.740	837	-1903
170220805000005	SUB-01	1.752	1.123	-629
170220805000006	SUB-01	806	780	-26
170220805000007	SUB-03	1.305	1.174	-131
170220805000008	SUB-03	1.139	976	-163
170220805000009	SUB-03	1.327	1.387	60
170220805000010	SUB-02	1.583	1.463	-120
170220805000011	SUB-04	686	658	-28
170220805000012	SUB-04	403	1.541	1138
170220805000013	SUB-05	132	683	551
170220805000014	SUB-05	554	636	82
População total		16.936	13.891	

Fonte: IBGE (Adaptado)

As sub-bacias 01, 02 e 03 já se encontram praticamente saturadas e sem nenhum crescimento, muito pelo contrário, os valores só diminuíram, conforme tabela 6, já as sub-bacias 04, 05 e 06 apresentam maiores potenciais de crescimento. Dessa forma, para a realização de uma projeção populacional mais real foram adotadas taxas de crescimento diferentes para as sub-bacias visto que seu desenvolvimento também se mostrou diferente. Conforme figura 8, que ilustra as sub-bacias sobrepostas aos setores censitários.

Figura 8 - Sub-bacias sobrepostas aos setores censitários



Fonte: Autoria própria

Para as sub-bacias 01, 02 e 03 será adotada a taxa de crescimento mínimo dos últimos anos e para as outras sub-bacias taxa média obtida durante o estudo populacional, podemos observar essa distribuição na tabela 7;

Tabela 7 - Taxa de crescimento por sub-bacia

SUB-BACIA	TAXA DE CRESCIMENTO
01	1,417%
02	1,417%
03	1,417%
04	1,647%
05	1,647%
06	1,647%

Fonte: Autoria própria

Para a definição da população inicial de cada sub-bacia foi utilizado os dados da densidade demográfica atual do município. Com uma população inicial de 36.573 habitantes e uma área total de projeto de sub-bacias é de 8.099.257,38 m², conforme citado acima, obtemos:

Tabela 8 - Habitantes por área

HABITANTES POR ÁREA	
Área de rede (m ²)	8.099.257,38
Habitantes	36.573
Total (hab/m²)	0,0045

Fonte: Autoria própria

Dessa forma, associando o número de pessoas inicial por metro quadrado de projeto encontra-se a população inicial de cada sub-bacia de acordo com sua área, conforme observado na tabela 9.

Tabela 9 - População inicial por sub-bacia

SUB-BACIA	ÁREA (M²)	POPULAÇÃO INICIAL
1	1.079.558,06	4.875
2	1.129.162,53	5.099
3	908.955,43	4.104
4	3.322.567,26	15.003
5	1.321.594,53	5.968
6	337.419,57	1.524

Fonte: Autoria própria

Aplicando as taxas de crescimento na população inicial temos a projeção populacional de cada sub-bacia, conforme tabela 10, para o horizonte de projeto de 20 anos.

Tabela 10 - Projeções populacionais das sub-bacias

POPULAÇÃO		POPULAÇÃO		POPULAÇÃO		POPULAÇÃO		POPULAÇÃO		POPULAÇÃO		POP. TOTAL	
SUB-BACIA 01		SUB - BACIA 02		SUB – BACIA 03		SUB – BACIA 04		SUB – BACIA 05		SUB – BACIA 06		MÉDIA POR ANO	
2021	4875	2021	5.099	2021	4.104	2021	15.003	2021	5.968	2021	1.524		
Projeção populacional		Projeção populacional		Projeção populacional		Projeção Populacional		Projeção populacional		Projeção populacional		ANO	TOTAL
2022	4.944	2022	5.171	2022	4.163	2022	15.251	2022	6.066	2022	1.549	2022	37.144
2023	5.014	2023	5.244	2023	4.222	2023	15.502	2023	6.166	2023	1.574	2023	37.722
2024	5.085	2024	5.319	2024	4.281	2024	15.757	2024	6.268	2024	1.600	2024	38.310
2025	5.157	2025	5.394	2025	4.342	2025	16.017	2025	6.371	2025	1.627	2025	38.908
2026	5.230	2026	5.470	2026	4.404	2026	16.281	2026	6.476	2026	1.653	2026	39.514
2027	5.304	2027	5.548	2027	4.466	2027	16.549	2027	6.583	2027	1.681	2027	40.131
2028	5.379	2028	5.627	2028	4.529	2028	16.822	2028	6.691	2028	1.708	2028	40.756
2029	5.456	2029	5.706	2029	4.593	2029	17.099	2029	6.801	2029	1.736	2029	41.391
2030	5.533	2030	5.787	2030	4.659	2030	17.380	2030	6.913	2030	1.765	2030	42.037
2031	5.611	2031	5.869	2031	4.725	2031	17.667	2031	7.027	2031	1.794	2031	42.693
2032	5.691	2032	5.952	2032	4.792	2032	17.958	2032	7.143	2032	1.824	2032	43.360
2033	5.771	2033	6.037	2033	4.859	2033	18.254	2033	7.261	2033	1.854	2033	44.036
2034	5.853	2034	6.122	2034	4.928	2034	18.554	2034	7.380	2034	1.884	2034	44.721
2035	5.936	2035	6.209	2035	4.998	2035	18.860	2035	7.502	2035	1.915	2035	45.420
2036	6.020	2036	6.297	2036	5.069	2036	19.171	2036	7.625	2036	1.947	2036	46.129
2037	6.106	2037	6.386	2037	5.141	2037	19.487	2037	7.751	2037	1.979	2037	46.850
2038	6.192	2038	6.477	2038	5.214	2038	19.808	2038	7.879	2038	2.012	2038	47.582
2039	6.280	2039	6.568	2039	5.287	2039	20.134	2039	8.009	2039	2.045	2039	48.323
2040	6.369	2040	6.661	2040	5.362	2040	20.466	2040	8.140	2040	2.078	2040	49.076
2041	6.459	2041	6.756	2041	5.438	2041	20.803	2041	8.275	2041	2.113	2041	49.844

Fonte: Autoria própria.

Todo o estudo foi feito com base nos dados extraídos dos últimos censos demográficos realizados pelo IBGE. Nos dados que constam na tabela 11, é possível observar os dados populacionais dos censos de 2000, 2010 e a previsão de 2021, referente aos habitantes de Araguatins segundo dados do IBGE.

Tabela 11 - Taxas de crescimento nos últimos censos

POPULAÇÃO		TAXA DE CRESCIMENTO	MÉDIA DE CRESCIMENTO
ANO	QUANT.	TAXA/PERÍODO	
2000	26.010	-	1,647%
2010	31.329	1,878% (2000 à 2010)	
2021	36.573	1,417% (2010 à 2021)	

Fonte: IBGE (Adaptado)

Por meio desses dados populacionais, foi possível calcular a taxa de crescimento de um censo demográfico para o outro e uma média entre elas.

4.2 SISTEMA EXISTENTE

Com os indícios de rede coletados no local de estudo, foi possível determinar um possível traçado para a rede do local, o que possibilitou a determinação de metragem de rede e das vazões do sistema. Conforme anexo 01, onde é possível encontrar a planta da rede existente.

4.3 CONCEPÇÕES

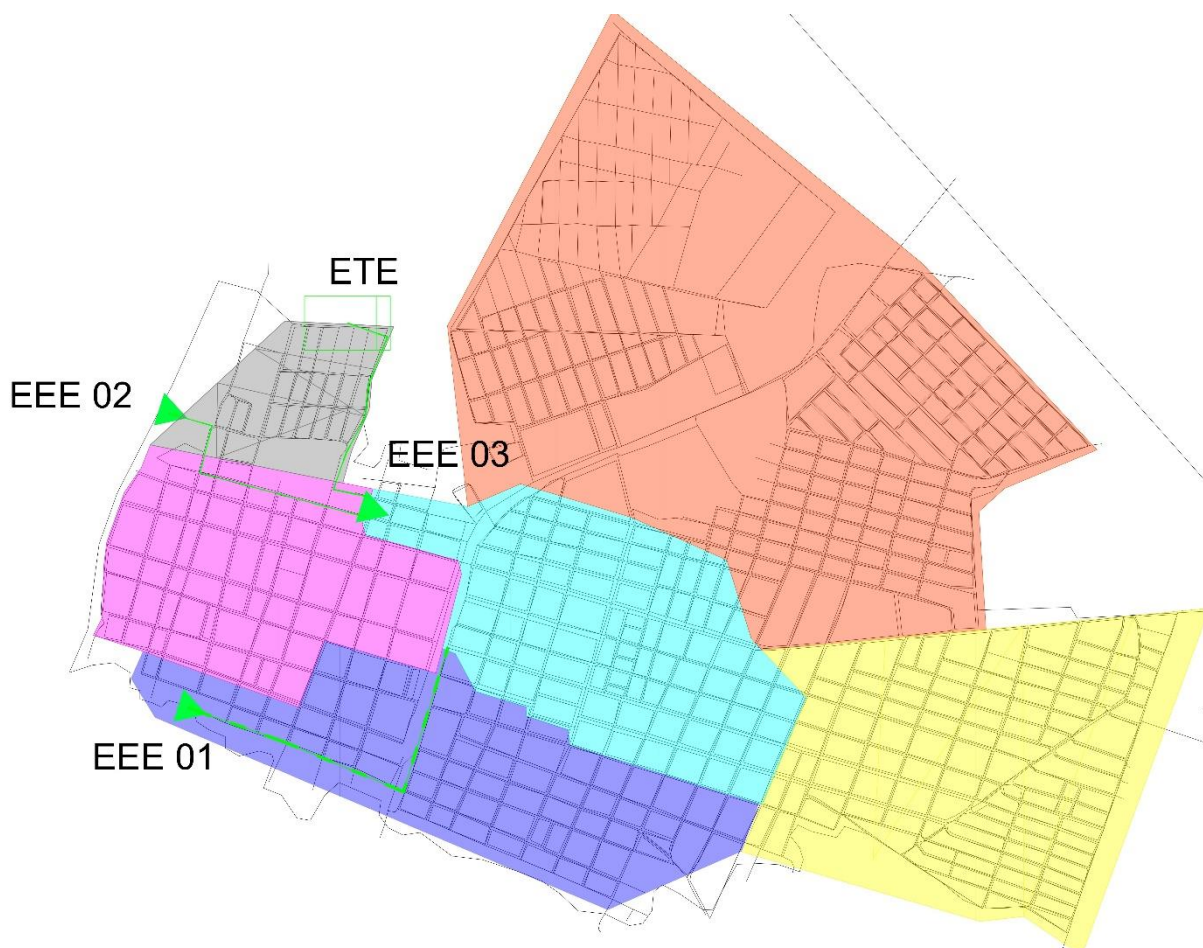
As duas concepções elaboradas buscam aproveitar ao máximo o fluxo da rede de coleta de esgoto existente na cidade, tentando realizar o mínimo de intervenções possíveis na mesma. A seguir serão apresentadas as alternativas de concepção para posteriormente exibir os detalhes do seu dimensionamento.

4.3.1 Alternativa 01

A primeira concepção calculada apresenta uma interrupção do fluxo da rede entre a sub-bacia 02 e 03 para o redirecionamento dos dejetos. Nessa alternativa, contamos com três estações elevatórias e três linhas de recalque. Essa opção de sistema conta com três estações elevatórias, que drenam os desejos e depois

recalam para outras sub-bacias ou para a estação de tratamento de esgoto, conforme prancha em anexo. Abaixo pode-se observar um croqui da alternativa.

Figura 9 – Croqui da alternativa 01.

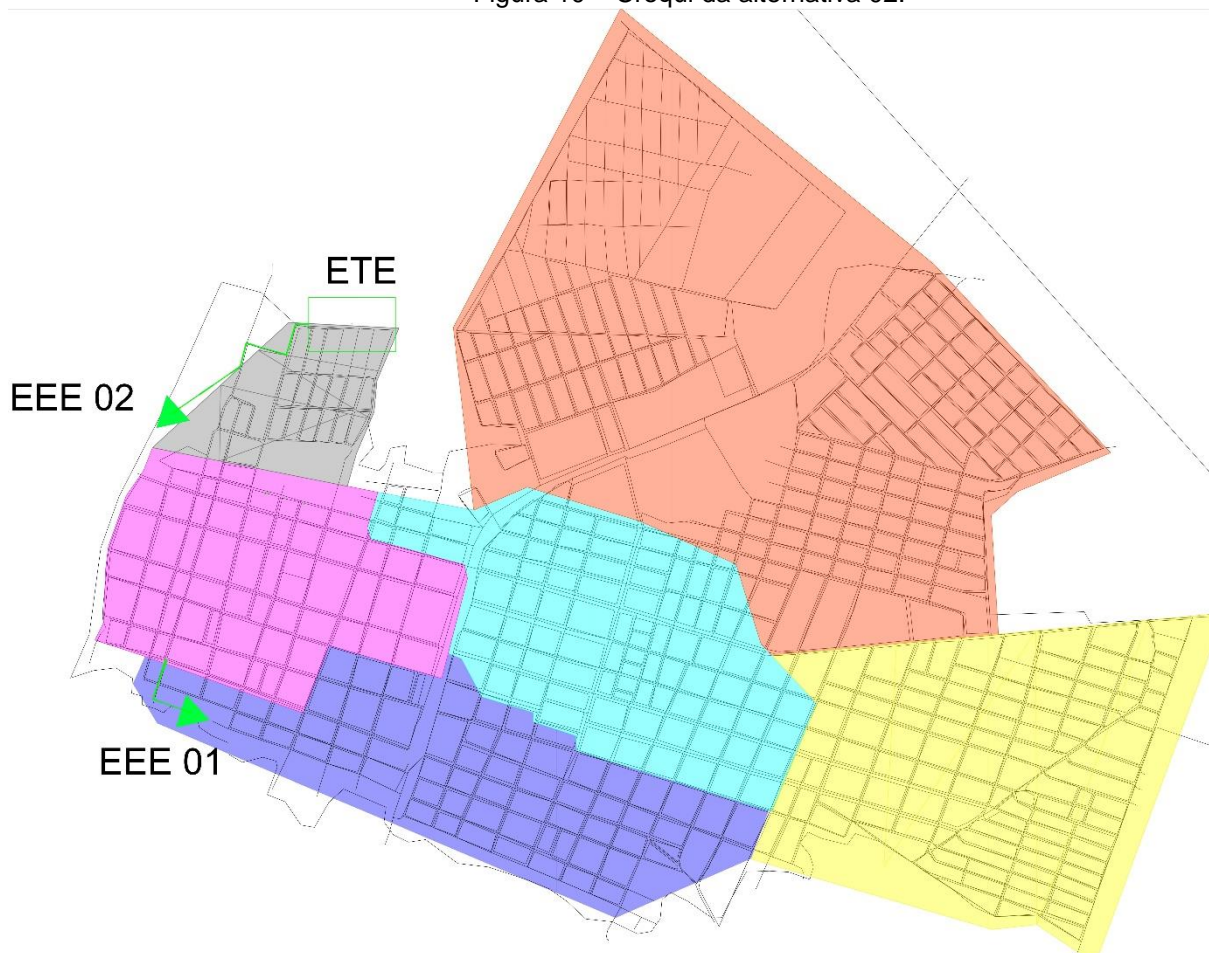


Fonte: Autora.

4.3.2 Alternativa 02

Na segunda concepção o fluxo da rede não é interrompido e conseqüentemente o número de elevatórias é reduzido para dois, prancha em anexo. Uma das elevatórias acaba recebendo uma vazão maior e suas dimensões aumentam. Como essa alternativa apresenta um número menor de elevatórias, a vazão que elas recebem é alterada.

Figura 10 – Croqui da alternativa 02.



Fonte: Autora.

4.4 VAZÕES

Com os dados obtidos as vazões podem ser calculadas. Para isso, foi necessário calcular as vazões mínimas, médias e máximas de início e fim de plano de cada uma das sub-bacias.

Tabela 12 - Metragem de rede por metro quadrado

METRAGEM DE REDE POR M²	
Área Total (rede existente) – m ²	3.117.676,02
Metragem de rede existente – m	51.648,80
Metragem de rede por m ²	0,02

Fonte: Autoria própria

Para o cálculo das vazões de infiltração de cada uma delas foi necessário obter uma relação entre a metragem existente de rede e a área com urbanização, conforme tabela 12, dessa forma temos a vazão de infiltração das sub-bacias, tabela 13.

Tabela 13 - Vazão de infiltração das sub-bacias

SUB-BACIA	ÁREA (M ²)	METRAGEM DE REDE (M)	VAZÃO DE INFILTRAÇÃO (L/S)
SUB 01	1.079.558,06	17.884,44	2,682
SUB 02	1.129.162,53	18.706,21	2,806
SUB 03	908.955,43	15.058,16	2,259
SUB 04	3.322.567,26	55.043,12	8,256
SUB 05	1.321.594,53	21.894,12	3,284
SUB 06	337.419,57	5.589,84	0,838
TOTAL		134.175,88	20,126

Fonte: Autoria própria

Assim, podemos apresentar as vazões de cada sub-bacia, e a partir disso foi dimensionado a Alternativa 01 e 02.

Tabela 14 - Vazões de início e fim de plano das sub-bacias

INICIO DE PLANO						
SUB-BACIA	POP. INICIAL	ÁREA (M ²)	METRAGEM DE REDE (M)	VAZÃO MÍNIMA (L/S)	VAZÃO MÉDIA (L/S)	VAZÃO MÁXIMA (L/S)
1	4.875	1.079.558,06	17.884,44	7,196	11,71	18,932
2	5.099	1.129.162,53	18.706,21	7,527	12,248	19,802
3	4.104	908.955,43	15.058,16	6,059	9,86	15,94
4	15.003	3.322.567,26	55.043,12	22,148	36,041	58,268
5	5.968	1.321.594,53	21.894,12	8,81	14,336	23,177
6	1.524	337.419,57	5.589,84	2,249	3,66	5,917
FIM DE PLANO						
SUB-BACIA	POP. INICIAL	ÁREA (M ²)	METRAGEM DE REDE (M)	VAZÃO MÍNIMA (L/S)	VAZÃO MÉDIA (L/S)	VAZÃO MÁXIMA (L/S)
1	4.875	1.079.558,06	17.884,44	7,196	11,71	18,932
2	5.099	1.129.162,53	18.706,21	7,527	12,248	19,802
3	4.104	908.955,43	15.058,16	6,059	9,86	15,94
4	15.003	3.322.567,26	55.043,12	22,148	36,041	58,268
5	5.968	1.321.594,53	21.894,12	8,81	14,336	23,177
6	1.524	337.419,57	5.589,84	2,249	3,66	5,917

Fonte: Autoria própria

4.5 DIMENSIONAMENTO

4.5.1 Alternativa 01

Conforme os dados da tabela 15, é possível observar essa distribuição e as vazões para as Estações Elevatórias e suas Linhas de Recalque na tabela 15.

Tabela 15 - Vazão da sub-bacia, Alternativa 01

ELEVATÓRIA	SUB-BACIA	VAZÃO (m ³ /s)			
			V. Mínima	V. Média	V. Máxima
EEE01	01 e 05	Início de Plano	0,160	0,260	0,421
		Fim de Plano	0,196	0,333	0,551
EEE02	03 e 06	Início de Plano	0,086	0,135	0,219
		Fim de Plano	0,101	0,171	0,283
EEE03	01, 02, 03, 04, 05 e 06	Início de Plano	0,544	0,879	0,142
		Fim de Plano	0,663	0,112	0,186

Fonte: Autoria própria

Subsequentemente, podemos abordar o dimensionamento das linhas de recalque dessa concepção, no total temos três linhas de recalque onde duas direcionam o esgoto coletado para outras sub-bacias e uma para a estação de tratamento.

Tabela 15 – Linha de Recalque, Alternativa 01, Alternativa 01

LINHA DE RECALQUE	EXTENSÃO (m)	DN Calculado (m)	DN (mm)
01	1461,45	0,235	200/250
02	888,84	0,168	150/200
03	921,8	0,432	400/450

Fonte: Autoria própria

Após o calcular o diâmetro adotou-se dois diâmetros da tubulação para servirem de base de cálculo, um maior e um menor com diâmetros próximo ao do resultado obtido no cálculo apresentado na tabela 15.

- EEE 01 e LR 01

A partir do cálculo das vazões foi possível prosseguir com o dimensionamento das estações elevatórias para o poço de sucção.

Tabela 16 - Dimensionamento da EEE 01, Alternativa 01

EEE 01					
Volume Útil		Submergência Mínima		Volume Efetivo	
Tempo de Ciclo (min)	10,00				3
Q _{max, início} (m ³ /s)	0,042	DN Tubulação Entrada (mm)	250	Comprimento (adotado, m)	
TOTAL (m ³)	6,32			Largura (adotado, m)	2,5
H útil (m)	0,84	Total (m)	0,63	H efetiva (m)	1,150
H útil adotada (m)	0,9	Total adotado (m)	0,7	TOTAL (m ³)	8,6

Fonte: Autoria própria

Desta forma, foi então realizado o dimensionamento das suas respectivas linhas de recalque, conforme tabela 17.

Tabela 17 - Dimensionamento da Linha de Recalque 01, Alternativa 01

LR 01		
ITENS	DIÂMETRO (mm)	
	200	250
Vazão (m ³ /s)	0,0551	
Extensão (m)	1461,45	
DN calculado (m)	0,235	
Cota inicial (m)	47,31	
Cota final (m)	64,76	
Velocidade (m/s)	1,324	1,060
Perda de carga geométrica (m)	17,45	17,45
Perda de carga distribuída (m)	19,78	6,67
Perda de carga localizada (m)	0,5817	0,3723
H _m (altura manométrica, m)	37,812	24,495

Fonte: Autoria própria

Para o dimensionamento foi adotado como material padrão o PVC Ocre pressurizado, o qual atende as necessidades técnicas durante o bombeamento do fluído. Feito o cálculo do diâmetro da tubulação de recalque o dimensionamento foi realizado utilizando um diâmetro superior ao calculado e um inferior, visto que a alteração no diâmetro é um dos principais fatores que influenciam o comportamento técnico e econômico de uma concepção. Segue os resultados obtidos para perda de carga localizada na tabela 18.

Tabela 18 - Perda de carga localizada da linha de recalque 01, Alternativa 01

PERDA DE CARGA LOCALIZADA						
Item	Quant.	K	Total	Perda DN 200	Perda DN 250	
Joelho 90°	2	0,4	0,8	0,0716	0,0458	
Joelho 54°	1	0,2	0,2	0,0179	0,0115	
Curva 22,50°	1	0,1	0,1	0,0089	0,0057	
Válvula de Retenção	2	0,2	0,4	0,0358	0,0229	
Válvula de Gaveta	2	2,5	5	0,4475	0,2864	
Total				0,5817	0,3723	

Fonte: Autoria própria

- EEE 02 e LR 02

Assim como para a EEE 01, foi possível prosseguir com o dimensionamento das estações elevatórias a partir do cálculo das vazões.

Tabela 19 - Dimensionamento da EEE 02, Alternativa 01

EEE 02					
Volume Útil		Submergência Mínima		Volume Efetivo	
Tempo de Ciclo (min)	10,00	DN Tubulação Entrada (mm)	200	Comprimento	3
Qmax, início (m ³ /s)	0,022			(adotado, m)	
TOTAL (m ³)	3,28			Largura	2
				(adotado, m)	
H útil (m)	0,55	Total (m)	0,50	H efetiva (m)	0,80
H útil adotada (m)	0,6	Total adotado (m ³)	0,50	TOTAL (m ³)	4,80

Fonte: Autoria própria

Deste modo, foi dimensionamento suas respectivas linhas de recalque, conforme tabela 20.

Tabela 20 - Dimensionamento da Linha de Recalque 02, Alternativa 01

LR 02		
ITENS	DIÂMETRO (mm)	
	150	200
Vazão (m ³ /s)	0,03	
Extensão (m)	888,84	
DN calculado	0,168	
Cota inicial (m)	44,3	
Cota final (m)	56,95	
Velocidade (m/s)	1,265	0,9488
Perda de carga geométrica (m)	12,65	12,65
Perda de carga distribuída (m)	14,216	3,502
Perda de carga localizada (m)	0,523	0,024

LR 02		
ITENS	DIÂMETRO (mm)	
	150	200
Hm (altura manométrica, m)	27,388	16,176

Fonte: Autoria própria

O material padrão utilizado para a EEE 01, foi mantido, sendo assim para perda de carga localizada obteve-se os resultados constantes na tabela 21.

Tabela 21 - Perda de carga localizada da Linha de Recalque 02, Alternativa 01

PERDA DE CARGA LOCALIZADA					
Item	Quant.	K	Total	Perda DN 150	Perda DN 200
Joelho 90°	2	0,4	0,8	0,0653	0,003
Joelho 45°	0	0,2	0	0	0
Curva 22,50°	2	0,1	0,2	0,0163	0,0008
Válvula de Retenção	2	0,2	0,4	0,0327	0,0015
Válvula de Gaveta	2	2,5	5	0,4083	0,0188
Total				0,523	0,024002

Fonte: Autoria própria

- EEE 03 e LR 03

A partir dos resultados obtidos da vazão de infiltração das sub-bacias, constantes na tabela 14, foi dimensionado a Estação Elevatória, conforme tabela 22.

Tabela 22 - Dimensionamento da EEE 03, Alternativa 01

EEE 03					
Volume Útil		Submergência Mínima		Volume Efetivo	
Tempo de Ciclo (min)	10,00	DN Tubulação Entrada (mm)	300	Comprimento	4,5
Q _{max} , início (m ³ /s)	0,142			(adotado, m)	
TOTAL (m ³)	21,31			Largura	4,5
				(adotado)	
H útil (m)	1,05	Total (m)	0,75	H efetiva (m)	1,35
H útil adotada (m)	1,10	Total adotado (m)	0,80	TOTAL (m ³)	27,34

Fonte: Autoria própria

Deste modo, assim como para as outras EEE's, foi dimensionamento suas respectivas linhas de recalque, de acordo com a tabela 23.

Tabela 23 - Dimensionamento da Linha de Recalque 03, Alternativa 01

ITENS	DIÂMETRO (mm)	
	400	450
Vazão (m ³ /s)	0,186	
Extensão (m)	921,8	
DN calculado	0,432	
Cota inicial (m)	56,3	
Cota final (m)	68,4	
Velocidade (m/s)	1,218	1,082
Perda de carga geométrica (m)	12,1	12,1
Perda de carga distribuída (m)	4,065	2,2903
Perda de carga localizada (m)	0,988	0,0454
Hm (altura manométrica, m)	17,153	14,436

Fonte: Autoria própria

O material segue sendo o mesmo adotado pelas outras elevatórias, assim foi dimensionado a perda de carga localizada, segundo a tabela 24.

Tabela 24 - Perda de carga localizada

PERDA DE CARGA LOCALIZADA					
ITEM	Quant.	K	Total	Perda DN 400	Perda DN 450
Joelho 90°	2	0,4	0,8	0,0653	0,0030
Joelho 45°	1	0,2	0,2	0,0163	0,0008
Curva 22,50°	3	0,1	0,3	0,0245	0,0011
Válvula de Retenção	4	0,2	0,8	0,0653	0,0030
Válvula de Gaveta	4	2,5	10	0,8165	0,0375
TOTAL				0,988	0,0454

Fonte: Autoria própria

4.5.2 Alternativa 02

Repetiu-se o processo para a alternativa 02, o que se diferiu uma da outra é que, para esta uma das elevatórias acaba recebendo uma vazão maior e suas dimensões aumentam, com isso a alternativa apresenta duas elevatórias, e a vazão recebida é alterada, conforme tabela 25.

Tabela 25 - Vazão da sub-bacia, Alternativa 02

ELEVATÓRIA	SUB-BACIA	VAZÃO (M ³ /S)		
		V. Mínima	V. Média	V. Máxima
EEE01	Início de Plano	0,016	0,026	0,042
	Fim de Plano	0,020	0,033	0,055
EEE02	Início de Plano	0,038	0,062	0,100
	Fim de Plano	0,047	0,079	0,186

Fonte: Autoria própria

A partir destes dados é dimensionado as linhas de recalque dessa concepção, dados contidos na tabela 26.

Tabela 26 - Linha de Recalque, Alternativa 02

LINHA DE RECALQUE	EXTENSÃO (m)	DN CALCULADO (m)	DN (mm)
01	323,67	0,235	200/250
02	888,84	0,432	400/450

Fonte: Autoria própria

- EEE 01 e LR 01

Foi então realizado o cálculo do volume útil, do volume efetivo e da submergência mínima de cada uma das EEE's, e para a EE 01 obtemos:

Tabela 27 - Dimensionamento da EEE 01, Alternativa 02

EEE 01					
Volume Útil		Submergência Mínima		Volume Efetivo	
Tempo de Ciclo (min)	10	DN Tubulação Entrada (mm)	250	Comprimento (adotado, m)	3
Q _{max} , início (m ³ /s)	0,042			Largura (adotado, m)	2
TOTAL (m ³)	6,32	Total (m)	0,63	H efetiva (m)	1,3
H útil (m)	1,05	Total adotado (m)	0,8	TOTAL (m ³)	7,8
H útil adotada (m)	1,00				

Fonte: Autoria própria

Posto isso, é realizado o dimensionamento das suas respectivas linhas de recalque, conforme dados da tabela 28.

Tabela 28 Dimensionamento da Linha de Recalque 01, Alternativa 02

ITENS	DIÂMETRO (mm)	
	200	250
Vazão (m ³ /s)	0,06	
Extensão (m)	323,67	
DN calculado	0,234	
Cota inicial (m)	47,31	
Cota final (m)	50,73	
Velocidade (m/s)	1,324	1,059
Perda de carga geométrica (m)	3,42	3,42
Perda de carga distribuída (m)	4,38	1,47
Perda de carga localizada (m)	0,58	0,372
Hm (altura manométrica, m)	8,38	5,27

Fonte: Autoria própria

Assim como na Alternativa 01, foi adotado como material padrão o PVC Ocre pressurizado, sendo assim, repetiu-se novamente o processo, calculando o diâmetro da tubulação de recalque e dimensionando o diâmetro superior ao calculado e um inferior, resultando nos dados da tabela 29.

Tabela 29 - Perda de carga localizada da linha de recalque 01, Alternativa 02

PERDA DE CARGA LOCALIZADA					
Item	Quant.	K	Total	Perda DN 200	Perda DN 250
Joelho 90°	2	0,4	0,8	0,0716	0,0458
Joelho 54°	1	0,2	0,2	0,0179	0,0115
Curva 22,50°	1	0,1	0,1	0,0089	0,0057
Válvula de Retenção	2	0,2	0,4	0,0358	0,0229
Válvula de Gaveta	2	2,5	5	0,4475	0,2864
Total				0,5817	0,3723

Fonte: Autoria própria

- EEE 02 e LR 02

Após o cálculo do volume útil, do volume efetivo e da submergência mínima para a estação elevatória 02, temos os seguintes resultados:

Tabela 30 - Dimensionamento da EEE 02, Alternativa 02

EEE 02					
Volume Útil		Submersão Mínima		Volume Efetivo	
Tempo de Ciclo (min)	10,00	DN Tubulação Entrada	400	Comprimento (adotado, m)	5
Q _{max} , início (m ³ /s)	0,10			Largura (adotado, m)	5
TOTAL (m ³)	14,99	Total (m)	1,0	H efetiva	1,3
H útil (m)	0,60	Total adotado (m)	1,0	TOTAL (m ³)	32,5
H útil adotada (m)	0,60				

Fonte: Autoria própria

Dimensionando a linha de recalque 02, obteve-se:

Tabela 31 - Dimensionamento da Linha de Recalque 02, Alternativa 02

ITENS	DIÂMETRO (mm)	
	350	400
Vazão (m ³ /s)	0,19	
Extensão (m)	888,84	
DN calculado	0,431	
Cota inicial (m)	44,3	
Cota final (m)	68,4	
Velocidade (m/s)	1,217	1,082
Perda de carga geométrica (m)	24,1	24,1
Perda de carga distribuída (m)	3,91	2,20
Perda de carga localizada (m)	0,484	0,028
H _m (altura manométrica, m)	28,50	26,33

Fonte: Autoria própria

O material padrão permanece o mesmo adotado, então para a perda de carga localizada temos os resultados obtidos na tabela 32.

Tabela 32 - Perda de carga localizada da linha de recalque 02, Alternativa 02

PERDA DE CARGA LOCALIZADA						
Item	Quant.	K	Total	Perda DN 200	Perda DN 250	
Joelho 90°	2	0,4	0,8	0,0605	0,0036	
Joelho 54°	0	0,2	0	0	0	
Curva 22,50°	2	0,1	0,2	0,0151	0,0009	
Válvula de Retenção	2	0,2	0,4	0,0302	0,0018	
Válvula de Gaveta	2	2,5	5	0,3783	0,0226	

Total	0,4842	0,0289
-------	--------	--------

Fonte: Autoria própria

4.6 ANÁLISE FINANCEIRA

4.6.1 Alternativa 01

A partir dos dados obtidos e valores unitários constantes no levantamento apresentado na tabela 4, conforme os valores obtidos em pesquisa de mercado, chegou-se ao custo de implantação das estações elevatórias, conforme tabela 33.

Tabela 33 - Custo de implantação das EEE's, Alternativa 01

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA	QTD (L/s)	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
EEE 01	55,8	R\$ 33.250,00	R\$ 1.855.350,00
EEE 02	28,27	R\$ 33.250,00	R\$ 939.977,50
EEE 03	186,27	R\$ 7.800,00	R\$ 1.452.906,00
LINHA DE RECALQUE COM DN	QTD (m)	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
LR 01 - 200	1461,45	R\$ 300,00	R\$ 438.435,00
LR 02 - 150	888,84	R\$ 237,00	R\$ 210.655,08
LR 03 - 400	921,8	R\$ 520,00	R\$ 479.336,00
LINHA DE RECALQUE COM DN	QTD (m)	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
LR 01 - 250	1461,45	R\$ 356,00	R\$ 520.276,20
LR 02 - 200	888,84	R\$ 300,00	R\$ 266.652,00
LR 03 - 450	921,8	R\$ 574,00	R\$ 529.113,20

Fonte: Autoria própria

Assim foi calculado também os custos de implantação para DN superiores e inferiores, conforme dados da tabela 33.

Por fim, foram calculados os custos com a renovação das bombas, e despesas com energia, ambas para 20 anos de operação.

Tabela 34 - Custo com renovação das bombas e despesas em energia DN inferior, Alternativa 01

DESCRIÇÃO	VALOR UNITÁRIO
Renovação das bombas 20 anos	R\$ 103.829,47
Despesas em energia 20 anos	R\$ 3.091.626,25

Fonte: Autoria própria

Calculados também para diâmetro superior, conforme:

Tabela 35 - Custo com renovação das bombas e despesas em energia DN superior, Alternativa 01

DESCRIÇÃO	VALOR UNITÁRIO
Renovação das bombas 20 anos	R\$ 100.328,56
Despesas em energia 20 anos	R\$ 4.162.104,99

Fonte: Autoria própria

Em posse de todos destes dados, notou-se que os valores para os diâmetros superiores atendem as normas e se apresentaram mais baratos, mesmo que os custos com linhas de recalques sejam mais altos, a despesa com renovação das bombas e energia apresentaram-se mais baixos, diminuindo assim seu custo de implantação, assim eles que serão os usados. Deste modo, chegou-se ao custo total de implantação da Alternativa 01, conforme tabela 36.

Tabela 36 - Custo total de implantação, Alternativa 01

LINHA DE RECALQUE COM DN	QTD (m)	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
LR 01 - 250	1461,45	R\$ 356,00	R\$ 520.276,20
LR 02 - 200	888,84	R\$ 300,00	R\$ 266.652,00
LR 03 - 450	921,8	R\$ 574,00	R\$ 529.113,20
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA	QTD (m)	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
EEE 01	55,8	R\$ 33.250,00	R\$ 1.855.350,00
EEE 02	28,27	R\$ 33.250,00	R\$ 939.977,50
EEE 03	186,27	R\$ 7.800,00	R\$ 1.452.906,00
Tubulação e Elevatória	-	-	R\$ 5.564.274,90

DEMAIS DESPESAS			
Renovação das bombas 20 anos	-	-	R\$ 103.829,47
Despesas com energia 20 anos	-	-	R\$ 3.091.626,25
VALOR TOTAL			R\$ 8.759.730,61

Fonte: Autoria própria

4.6.2 Alternativa 02

Assim como para a primeira alternativa, usou os dados obtidos e valores unitários obtidos no levantamento apresentado na tabela 4, sendo assim, para a Alternativa 02, chegou ao seguinte custo de implantação.

Tabela 37 - Custo de implantação das EEE's, Alternativa 02

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA	QTD (L/s)	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
EEE 01	55,8	R\$ 33.250,00	R\$ 1.855.350,00
EEE 02	186,27	R\$ 7.800,00	R\$ 1.452.906,00
LINHA DE RECALQUE COM DN	QTD (m)	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
LR 01 - 200	323,67	R\$ 300,00	R\$ 97.101,00
LR 02 - 400	888,84	R\$ 520,00	R\$ 462.196,80
LINHA DE RECALQUE COM DN	QTD (m)	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
LR 01 - 250	323,67	R\$ 356,00	R\$ 11.226,52
LR 02 - 450	888,84	R\$ 574,00	R\$ 510.194,16

Fonte: Autoria própria

Repetiu-se o processo novamente para o cálculo de custos com a renovação das bombas, e despesas com energia, mantendo o padrão de 20 anos de operação.

Tabela 38 - Custo com renovação das bombas e despesas em energia DN inferior, Alternativa 02

DESCRIÇÃO	VALOR UNITÁRIO
Renovação das bombas 20 anos	R\$ 72.168,62
Despesas em energia 20 anos	R\$ 3.968.989,71

Fonte: Autoria própria

Para diâmetro superior, de acordo com a tabela 39.

Tabela 39 - Custo com renovação das bombas e despesas em energia DN superior, Alternativa 01

DESCRIÇÃO	VALOR UNITÁRIO
Renovação das bombas 20 anos	R\$ 73.402,48
Despesas em energia 20 anos	R\$ 3.573.600,55

Fonte: Autoria própria

Assim como na primeira alternativa, os valores para os diâmetros superiores foram mais baratos, e atendem aos parâmetros estabelecidos na Norma Regulamentadora, tendo um custo total conforme calculado na tabela 40.

Tabela 40 - Custo total de implantação, Alternativa 02

LINHA DE RECALQUE COM DN	QTD (m)	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
LR 01 - 200	323,67	R\$ 300,00	R\$ 97.101,00
LR 02 - 400	888,84	R\$ 520,00	R\$ 462.196,80
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA	QTD (L/s)	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
EEE 01	55,8	R\$ 33.250,00	R\$ 1.855.350,00
EEE 02	186,27	R\$ 7.800,00	R\$ 1.452.906,00
Tubulação e Elevatória	-	-	R\$ 3.933.676,68
DEMAIS DESPESAS			
Renovação das bombas 20 anos	-	-	R\$ 73.402,48
Despesas com energia 20 anos	-	-	R\$ 3.573.600,55

VALOR TOTAL	R\$ 7.580.679,70
--------------------	-------------------------

Fonte: Autoria própria

5. CONCLUSÃO

Neste trabalho realizou-se a elaboração de duas alternativas viáveis no que se refere a técnica para implantação da rede coletora para sistema de esgotamento sanitário para o município de Araguatins – TO, concluindo que:

- Alternativa 01: O custo total de implantação do sistema é de R\$ 8.759.730,61 (oito milhões e setecentos e cinquenta e nove mil e setecentos e trinta reais e sessenta e um centavos), a mesma atende aos parâmetros definidos na NBR 12209 e é viável;
- Alternativa 02: O custo total de implantação do sistema é de R\$ 7.580.679,70 (sete milhões e quinhentos e oitenta e seiscentos e setenta e nove reais e setenta centavos), melhor opção visando a relação custo/benefício, tendo em vista que assim como a alternativa 01, ela também atende aos parâmetros definidos pela Norma Regulamentadora e acaba tendo um custo pouco mais baixo que a primeira, sendo esta a melhor opção para implantação no momento.

Sendo assim, a alternativa 02 a mais viável para ser implantada no município.

REFERÊNCIAS

- ALEM SOBRINHO, Pedro; TSUTIYA, Milton Tomoyuki. **Coleta e Transportes de Esgoto Sanitário**. 2. ed. São Paulo: Escola Politécnica da Usp, 2000. 547 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9648**: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12207**: Projeto de interceptores de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9649**: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1986.
- BEZERRA, Alessandro de Araújo. **Dimensionamento Hidráulico de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário Usando o Critério de Atendimento Crítico**. 2011.
- BILHAR, A. L. **Análise de viabilidade econômica e ambiental de um projeto de investimento em uma indústria de alimentos**. Revista Destaques Acadêmicos, vol. 5, N. 1, 2013.
- BUARQUE, C. **Avaliação Econômica de projetos**. Editora Campo, 12ª ed., 1984.
- CARLI, A. A.; SANTOS, F.S.; SEIXAS, M. W. **A tecnologia em prol do meio ambiente: a partir de uma análise multidisciplinar**. Editora Lumen Juris, 2016.
- CASAROTTO FILHO, N.; KOPITKE, B. H. **Análise de investimentos: matemática financeira, engenharia econômica, tomada de decisão, estratégia empresarial**. 9ª ed. São Paulo: Atlas, 2006.
- CONAMA, Resolução **N.430**, de 13 de maio de 2011. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Ministério do Meio Ambiente. Brasil, 2011.
- CORSAN. Companhia Riograndense de Saneamento. **Informações primárias e secundárias: Unidade de Guaporé**. Brasil. Estado do Rio Grande do Sul, 2016.
- COSTA, Beatriz Veras. **Sistema de Esgotamento Sanitário - Estudo de Caso: Treviso/SC**. 2013. 82 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.
- D'AVILA, Júlia Vale; CHAVES, Marcela Cassin; SANTOS, Fabiana Soares dos; PERES, Afonso Aurelio de Carvalho. ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICO-FINANCEIRA DE SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO FINAL DE LODO DE ESGOTO. **Revista em Agronegócio e Meio Ambiente**, [S.L.], v. 12, n. 2, p. 541, 14 maio 2019. Centro Universitário de Maringá.
- FONSECA, Leonardo Rocha da. **Avaliação Técnica e Econômica da Co-digestão de Esgoto Sanitário com Resíduos Alimentares em uma Estação de Tratamento**.

2018. 85 f. Monografia (Especialização) - Curso de Tecnologia Ambiental, Universidade Federal Fluminense, Volta Redonda, 2018.

GOMES, L. M. **Elaboração e Análise de Viabilidade Econômica de Projetos**. São Paulo: Atlas, 2013.

HANAI, F. Y; CAMPOS, J.R. **AVALIAÇÃO DE INFILTRAÇÃO NA REDE COLETORAS DE ESGOTAS NA BACIA DO RIBEIRÃO DO OURO NA CIDADE DE ARARAQUARA – SP**. In: 19º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Foz do Iguaçu, set. 1997, 14p.

LOPES, M. A.; CARVALHO, F. M. **Custo de produção e análise de rentabilidade na pecuária leiteira**. In: Simpósio Goiano sobre manejo e nutrição de bovinos, 3., 2001, Goiânia. Anais [...]. Goiânia: CBNA, 2001.

MACHADO NETO, Joaquim Gabriel Oliveira e TSUTIYA, Milton. **Tensão Trativa: um Critério Econômico para o Dimensionamento das Tubulações de Esgoto**. Revista Dae. v.45. n140, p. 73-87, Rio de Janeiro, 1985.

MOTTA, R. S. **Manual para valoração econômica de recursos ambientais**. IPEA – Coordenação de Estudos do Meio Ambiente e COBIO/MAMA, 1997.

NETTO, Azevedo; FERNÁNDEZ, Miguel Fernández y. **Manual de Hidráulica**. 9. Ed. São Paulo: Blucher, 2015.

NUVOLARI, A. **Esgoto Sanitário – coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola**. Editora Edgard Blucher, São Paulo, Brasil, 2ª ed., 2011.

NUVOLARI, Ariovaldo. **Esgoto Sanitário: Coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola**. 2. Ed. São Paulo, Blucher, 2014.

PILÃO, N. E.; HUMMEL, P. R. V. **Matemática Financeira e Engenharia Econômica: a teoria e a prática de análise de projetos de investimentos**, Editora: Pioneira Thompson Learnig, 2003.

REZENDE, S. C; HELLER. L. **O saneamento no Brasil: políticas e interfaces**. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.

RIBEIRO, J. C.; **Avaliação de uma estação compacta de tratamento de esgoto sanitário composta por reator UASB – biofiltro aerado submerso**. Dissertação (Programa de Pós de Graduação de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista) sotti Bauru, 20116.

SAMANEZ, C. P. **Matemática financeira: aplicações à análise de investimentos**. 3. Ed. São Paulo: Prentice Hall, 2005.

SILVA, Genisson Barros da. **Estudo e Concepção da Rede de Coleta de Esgoto o Bairro Flora Rica da Cidade de Balsas - MA**. 2019. 90 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Maranhão, Balsas, 2019.

TAKAHASHI, A. **Sulfetos em interceptores de esgotos: ocorrência, medidas preventivas e corretivas**. São Paulo, 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

MENDONÇA, Sérgio Rolim; MENDONÇA, Luciana Coêlho. **Sistemas Sustentáveis de Esgoto**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2017. 152 p.

VIANA JUNIOR, Lauro Ribeiro. **Avaliação da Estação Elevatórias de Esgoto 03 do Município de Porto Nacional**. 2018. 43 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas, 2018.

VIANA, L. R. Avaliação e proposição de melhorias para as estações elevatórias de esgoto 03 e 04 do município de Porto Nacional - TO. 2017, 69 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Ambiental). Universidade Federal do Tocantins, Palmas, TO.

SANEINFRA. **Linha de Recalque Esgoto**. Disponível em: <https://www.planetasaneamento.com.br/linha-recalque-esgoto>. Acesso em: 12 out. 2021.

COSTA, Raimundo Nonato Távora. Dimensionamento Econômico de Adutoras ou Linhas de Recalque. **Departamento de Engenharia Agrícola**, Fortaleza, v. 1, n. 1, p. 1-14, out. 2021.

MARCELO CORTES NERI (Rio de Janeiro). Centro de Políticas Sociais. **Trata Brasil: Saneamento e Saúde**. Rio de Janeiro: Fundação Getúlio Vargas, 2007. 150 p.

GITMAN, Lawrence Jefferey. **Princípios da Administração Financeira**. 7 ed. São Paulo: Harbra, 1997.

ROLLEMBERG, Silvio; BARROS, Amanda Nascimento de; LIMA, João Pedro Machado de. Avaliação da contaminação, sobrevivência e remoção do coronavírus em sistemas de tratamento de esgoto sanitário. **Revista Tecnologia**, [S.L.], v. 41, n. 1, p. 1-15, 30 jun. 2020. Fundação Edson Queiroz. <http://dx.doi.org/10.5020/23180730.2020.10849>.

GORMLEY, Michael; ASPRAY, Thomas J; A KELLY, David. COVID-19: mitigating transmission via wastewater plumbing systems. **The Lancet Global Health**, [S. I.], v. 8, n. 5, p. 643, 2020.

XIAO, F.; et al. Evidence for gastrointestinal infection of SARS-CoV-2. **Gastroenterology**, [S. I.], v. 158, p. 1831-1833, 2020.

HOLSHUE, M. L; et al. First case of 2019 novel coronavirus in the United States. **N Engl J Med**, [S. I.], v. 382, p. 929-936, 2020

MURTHA, Ney Albert; CASTRO, José Esteban; HELLER, Léo. UMA PERSPECTIVA HISTÓRICA DAS PRIMEIRAS POLÍTICAS PÚBLICAS DE SANEAMENTO E DE RECURSOS HÍDRICOS NO BRASIL. **Ambiente & Sociedade**, [S.L.], v. 18, n. 3, p.

193-210, set. 2015. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/1809-4422asoc1047v1832015>.

MEADE, T. A. *Civilizing Rio: reform and resistance in a Brazilian city, 1889-1930*. Penn State Press, 2005.

BRAADBAART, O. A transferência Norte–Sul do paradigma da água canalizada: O papel do setor público nos serviços de água e esgotos. In HELLER, L.; CASTRO, J.E. *Política Pública e gestão de serviços de saneamento*. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2013. p. 116-134.

: Galvão Junior AC. Desafios para a universalização dos serviços de água e esgoto no Brasil. *Rev Panam Salud Publica*. 2009;25(6):548–56.

Brasil. Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. Diário Oficial da União 2007. 8 de janeiro:3. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/l11445.htm. Acessado em maio de 2009.

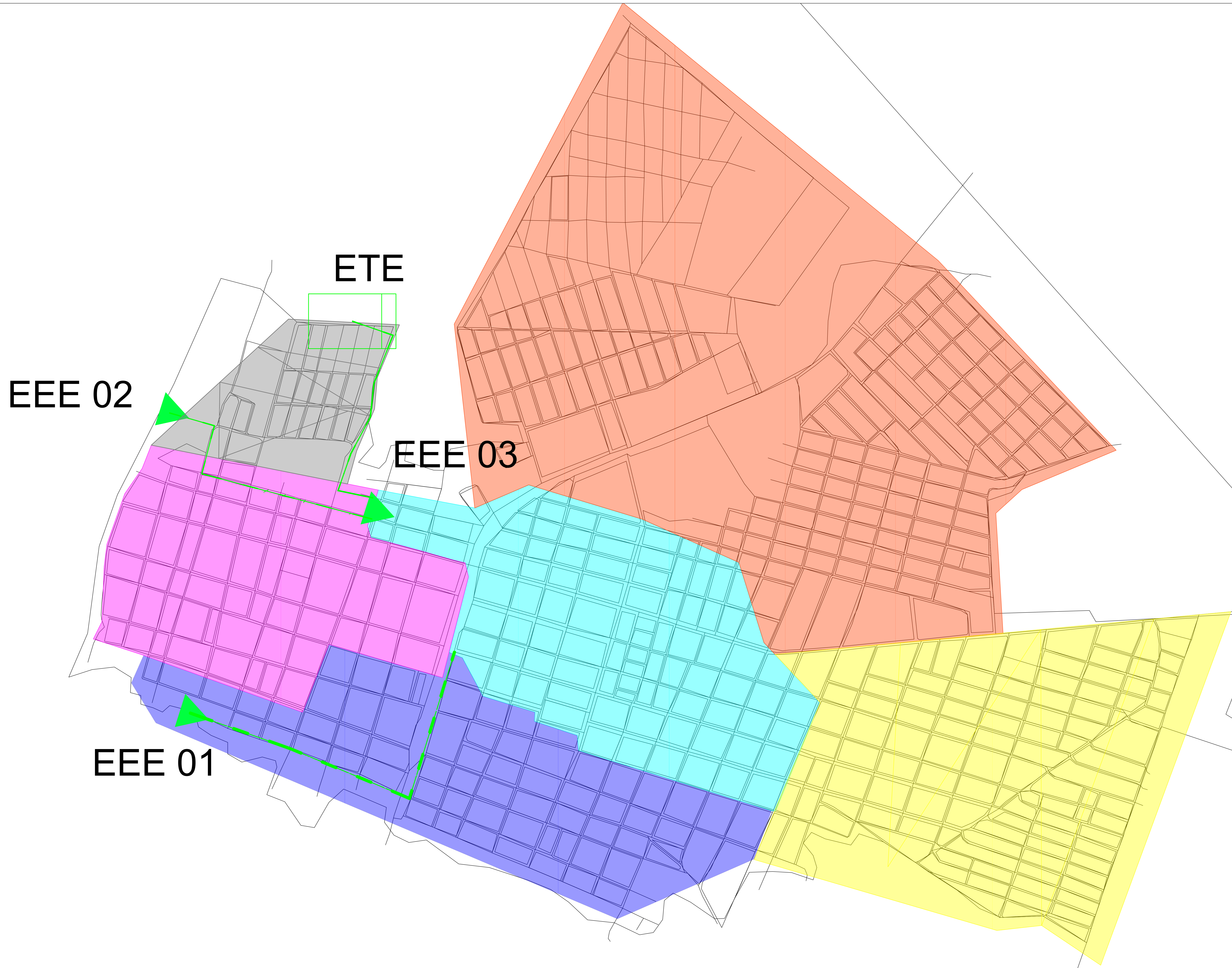
SERVIÇO AUTÔNOMO DE ÁGUA E ESGOTO. **NT/SAAE - 003/2017**: Dimensionamento de reservatórios de água fria. 1 ed. Sete Lagoas: [S.I.], 2007. 7 p.

MUTTI, Pedro Rodrigues. **AVALIAÇÃO DOS PRINCÍPIOS DA ADOÇÃO DE SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DO TIPO SEPARADOR ABSOLUTO OU UNITÁRIO EM ÁREAS URBANAS DE CLIMA TROPICAL**. 2015. 150 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Ambiental, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.










FERREIRA, K. B., Aplicabilidade de tipos de sistemas urbanos de esgotamento sanitário em função de variáveis climáticas e topográficas. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2013.

CERVI, Lucas Luciano. **VIABILIDADE ECONÔMICO-FINANCEIRA PARA IMPLANTAÇÃO DE SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM PEQUENOS MUNICÍPIOS**. 2014. 88 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Ciências Exatas e Engenharias, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2014.

NORO, Etan Alexandre. **Sistema Combinado de esgotamento sanitário: alternativa viabilizadora de sistemas de esgotos**. 2012. 78 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.



LEGENDA

	SUB - BACIA 01
	SUB - BACIA 02
	SUB - BACIA 03
	SUB - BACIA 04
	SUB - BACIA 05
	SUB - BACIA 06
	LINHA DE RECALQUE
	EEE
	ETE

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II	
ESTUDO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÕES DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE ARAGUATINS - TOCANTINS	
ORIENTANDA: LARA DIAS NEVES	ORIENTADORA: MSC. TATIANA FERREIRA WANDERLEY ALVES
CONTEÚDO: ALTERNATIVA DE CONCEPÇÃO 01	DATA: 10/02/2022
ESCALA: 1:4750	BRANCHA: 1/1

ETE

EEE 02

EEE 01

LEGENDA

- SUB - BACIA 01
- SUB - BACIA 02
- SUB - BACIA 03
- SUB - BACIA 04
- SUB - BACIA 05
- SUB - BACIA 06
- LINHA DE RECALQUE
- EEE
- ETE