

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS - UFAL

CAMPUS DO SERTÃO

ENGENHARIA CIVIL

FELIPE ALVES DA SILVA

**PROPOSIÇÃO DE SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO PARA O BAIRRO
CENTRO HISTÓRICO DA CIDADE DE PIRANHAS-AL A PARTIR DE UMA
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE TRÊS SISTEMAS CONVENCIONAIS**

DELMIRO GOUVEIA. MAIO DE 2018.

FELIPE ALVES DA SILVA

**PROPOSIÇÃO DE SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO PARA O BAIRRO
CENTRO HISTÓRICO DA CIDADE DE PIRANHAS-AL A PARTIR DE UMA
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE TRÊS SISTEMAS CONVENCIONAIS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito à conclusão do curso de Bacharelado em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Alagoas – UFAL, *Campus* do Sertão.

Orientador: Prof.º Dr. Antônio Pedro de Oliveira Netto

DELMIRO GOUVEIA. MAIO DE 2018.

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca do Campus Sertão
Sede Delmiro Gouveia

Bibliotecária responsável: Larissa Carla dos Prazeres Leobino – CRB-4 2169

S237p Silva, Felipe Alves da

Proposição de sistema de tratamento de esgoto para o bairro Centro Histórico da Cidade de Piranhas-Al a partir de uma análise comparativa entre três sistemas convencionais / Felipe Alves da Silva. – 2018.

76 f. : il.

Orientação: Prof. Dr. Antônio Pedro de Oliveira Netto.
Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2018.

1. Engenharia sanitária. 2. Tratamento de esgoto. I. Título.

CDU: 628

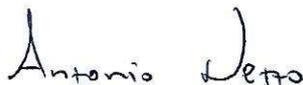
FELIPE ALVES DA SILVA

**PROPOSIÇÃO DE SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO PARA O
BAIRRO CENTRO HISTÓRICO DA CIDADE DE PIRANHAS-AL A PARTIR
DE UMA ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE TRÊS SISTEMAS
CONVENCIONAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso Apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Alagoas – UFAL,
Campus do Sertão como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

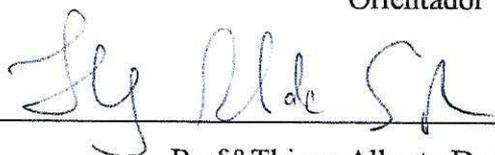
Data de aprovação:

Banca Examinadora



Prof.º Dr. Antônio Pedro de Oliveira Netto
Universidade Federal de Alagoas - UFAL

Orientador



Prof.º Thiago Alberto Da Silva Pereira
Universidade Federal de Alagoas - UFAL

Examinador



Francisco Aureliano Rocha de Vasconcelos Teixeira
Engenheiro Civil - Universidade Federal de Alagoas - UFAL

Examinador

DEDICATÓRIA

Primeiramente dedico este trabalho à Deus, por ter me garantido saúde e força de vontade para enfrentar esta longa jornada.

Todo o esforço que foi requerido por este trabalho também se dedica aos meus pais Edineide Maria e Ginaldo Fernandes e ao meu irmão Ewerton Alves, por todo o apoio, amor e dedicação incondicional que me proporcionaram diante de tantos momentos e escolhas difíceis que passamos juntos. À minha namorada Erika Silveira por todo o amor, companheirismo e apoio. Este também se dedica aos meus avós Geralda Fernandes e José Humberto (in memoriam) por todo o amor que sempre me proporcionaram, ao meu primo Marquione Brasil por todo o companheirismo e motivação, assim como também se dedica à família como um todo.

E, por fim, também dedico todo este esforço aos meus amigos por todo o companheirismo e motivação que sempre me proporcionaram.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me garantido saúde e força de vontade para enfrentar esta longa jornada.

A Universidade Federal de Alagoas, seu corpo docente, direção e administração que oportunizaram a janela que hoje vislumbro diversas oportunidades.

Ao meu orientador Dr. Antônio Pedro de Oliveira Netto, pelo suporte no pouco tempo que lhe coube, pelas suas correções e incentivos.

A todos os professores que me guiaram e transmitiram o saber pacientemente.

Aos meus pais, pelo amor, incentivo e apoio incondicional.

Ao meu amigo Daone Silva, por toda a ajuda prestada neste trabalho, principalmente pelo auxílio prestado no que se diz a respeito dos conteúdos em língua inglesa.

E a todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigado.

RESUMO

Por meio da Lei Nº 11.445, implantada no ano de 2007, firmou-se no Brasil um período de busca por melhorias quanto aos cuidados o meio ambiente, visto que o descarte de efluentes sem tratamento até então era muito realizado por várias cidades sem nenhuma preocupação. Tal problemática pôde ser identificada no bairro Centro Histórico, localizado na cidade de Piranhas-AL, este que é uma localidade de grande potencial turístico devido as suas belezas naturais e históricas e que apresenta carência de espaço disponível. Então, o presente trabalho teve o intuito estudar tal problemática afim de propor um sistema de tratamento de efluentes que ocupe pouca área, seja eficiente e gere pouco lodo. Para isto buscou-se revisar bibliografias a respeito das tecnologias mais compactas e difundidas no Brasil para o tratamento de efluentes domésticos e as normas pertinentes quanto à elaboração de projetos hidráulico-sanitários. Contudo, foi feita uma caracterização da área de estudo e um levantamento de dados para enfim, pré-dimensionar três sistemas de tratamento. Assim foi possível analisar os resultados destes sistemas e compará-los visando o intuito de escolher qual o melhor sistema para a problemática deste bairro. Nesse sentido o presente trabalho conclui que dentre os sistemas em questão, o sistema composto por um tratamento preliminar e um reator UASB seguido de filtro biológico de alta taxa seria uma boa maneira de solucionar esta problemática. Por fim, espera-se que este contribua com a expansão dos estudos na área de tratamento de efluentes e sirva de apoio para os órgãos responsáveis pelo saneamento na escolha de um sistema de tratamento, não somente do bairro e cidade em questão, mas toda e qualquer cidade ou bairro com características similares.

Palavras-chave: tratamento de efluentes domésticos; projetos hidráulico-sanitários; reator de lodos ativados; filtro biológico; reator UASB.

ABSTRACT

Since the establishment of the Law No. 11,445, implemented in 2007, Brazil started to seek for improvements in the sake of the environment, because it was noticed that the disposal of untreated effluents until then was very accomplished by several cities without any concern about the environmental impact. Such problem can be identified in the Historical Center of the city Piranhas-AL, a place with great touristic potential due to its natural and historical beauty, however this district does not have much available space. Therefore, the present paper intends to study such problem, in order to propose an effective wastewater treatment system with optimized area and sludge generation. In order to do so, we reviewed the literature of wastewater treatment, as well as Brazilian technologies on this concern, specially the standards about hydraulic-sanitary project designs. In addition, we performed a characterization of the study area and a data surveying to finally pre-design three treatment systems. Then an analysis and comparison of the results were performed in the intention of choosing the best wastewater treatment system for this district. Accordingly, we conclude that, among the pre-designed systems, the system consisting of a predisposal treatment and a UASB reactor followed by a high-rate biological filter would be more appropriate to solve this problem. Finally, it is expected that this work will contribute to the expansion of the studies in the field of wastewater treatment and serve as support for the public agencies responsible for the implementation of wastewater treatment systems, not only the aforementioned district, but also in any others cities or districts with similar features.

Keywords: treatment of domestic effluents; hydraulic-sanitary projects; activated sludge reactor; biological filter; UASB reactor.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	9
2	OBJETIVOS.....	10
2.1	Geral.....	10
2.2	Específicos	10
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	11
3.1	Definição e caracterização de esgoto	11
3.2	Tratamento preliminar	12
3.2.1	Gradeamento.....	12
3.2.2	Desarenador	13
3.2.3	Medidor de Vazão – Calha Parshall	14
3.2.4	Escolha da calha	15
3.3	Processo de Lodos Ativados	18
3.3.1	Parâmetros e Equacionamentos	19
3.3.2	Balanços de Massa de Substrato e de Microrganismos.....	19
3.3.3	Exemplos do Uso desta Tecnologia	22
3.4	Filtros Biológicos Aeróbios	23
3.4.1	Vantagens e Desvantagens do Processo	24
3.4.2	Formulação Matemática do Processo	24
3.4.3	Recirculação de Esgoto Tratado	25
3.4.4	Exemplos do Uso desta Tecnologia	26
3.5	Tratamento anaeróbio de esgoto	27
3.5.1	Comparação entre Processos Anaeróbio e Aeróbio	28
3.5.2	Reator UASB.....	28
3.5.3	Critérios e parâmetros para o dimensionamento	30
3.5.4	Exemplos de uso desta Tecnologia.....	31
4	METODOLOGIA	32
5	DESENVOLVIMENTO	33
5.1	Caracterização da área de estudo	33
5.2	Levantamento de dados: Determinação das vazões de projeto e população de contribuição.	35
5.2.1	Parcela referente aos habitantes que residem no bairro.....	35
5.2.2	Parcela referente à população frequentadora de bares e restaurantes.....	36
5.2.3	Parcela referente à população flutuante.....	36

5.2.4	População total contribuinte para a geração de esgoto.....	37
5.2.5	Vazões totais.....	37
5.3	Pré-dimensionamento dos três sistemas de tratamento.....	37
5.3.1	Sistema 1 – Tratamento preliminar, decantador primário, tanque de aeração e decantador secundário	37
5.3.2	Sistema 2 – Tratamento preliminar, decantador primário, filtro biológico e decantador secundário	47
5.3.3	Sistema 3 – Tratamento preliminar, reator UASB, filtro biológico	53
6	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	60
7	CONCLUSÕES.....	62
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63
	ANEXOS E APÊNDICES	65

1 INTRODUÇÃO

Nos dias de hoje é notável a atenção que a humanidade vem dedicando diariamente a questões relacionadas ao meio ambiente e sustentabilidade, dos quais destacam-se os problemas de saúde pública e escassez de recursos naturais. Diante desse contexto, o saneamento básico é um fator importante, pois quando adequado pode reduzir impactos e problemas de saúde pública. Entende-se por saneamento básico, o sistema composto pelo conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais de abastecimento de água potável; esgotamento sanitário; limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos e drenagem e manejo das águas pluviais urbanas, conforme esclarece a Lei Nº 11.445 de 2007.

O estabelecimento da referida lei em 2007 marcou, no Brasil, o início de um período de obrigação quanto aos cuidados com saneamento básico, firmando o compromisso do governo com as políticas públicas de proteção ao meio ambiente. Mais tarde, em 2014, o Ministério das Cidades e a Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental deram início ao trabalho denominado Plano Nacional de Saneamento Básico – PLAN SAB, que objetivou entender o futuro do saneamento básico no Brasil para fins de promover planos e melhorias nos sistemas de saneamento básico nas esferas municipais, estaduais e nacional, vislumbrando mais saúde com qualidade de vida e cidadania.

Esta problemática de saneamento básico pode ser verificada no bairro Centro Histórico, localizado na cidade de Piranhas-AL. O referido bairro é uma localidade de grande potencial turístico devido as suas belezas naturais, tais como, o bioma da caatinga e o Rio São Francisco. Em adição, outro fator que engrandece esse potencial turístico são os valores históricos, arquitetônicos e culturais, por se tratar de um bairro tombado pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional - IPHAN desde o ano de 2004. O Centro Histórico de Piranhas possui cerca de 2207 habitantes, conforme dados do IPHAN (ANEXO A) e pesquisa de campo (APÊNDICE A), e recebe uma grande quantidade de visitantes turísticos. Por ser um bairro histórico e devido a sua topografia desnivelada em relação ao resto da cidade, este vivencia alguns problemas de esgotamento sanitário, dentre eles pode-se citar os problemas de deficiências e patologias na rede coletora e a falta de tratamento de esgoto, fato que motivou esta pesquisa.

Diante desta problemática, surge a motivação e a necessidade de estudar as condições de saneamento básico, e mais precisamente o sistema de esgotamento sanitário e o tratamento de

esgoto, no Centro Histórico de Piranhas-AL afim de propor um sistema de tratamento de efluentes que melhor se adequa às necessidades e particularidades do bairro e atenda de maneira satisfatória aos quesitos de área necessária para a ocupação da Estação de Tratamento de Efluentes - ETE, quantidade de lodo gerada e eficiência teórica.

Para tanto, propõe-se três sistemas de tratamento, o quais são pre-dimensionados, analisados e comparados para verificação de adequação às especificidades da problemática e da localidade em questão. Os sistemas propostos são os seguintes:

- Sistema 1 - Lodos Ativados Convencional (Tratamento preliminar, decantador primário, tanque de aeração e decantador secundário);
- Sistema 2 - Filtros Biológicos Aeróbios (Tratamento preliminar, decantador primário, filtros biológicos e decantador secundário);
- Sistema 3 - Reator UASB seguido de Filtro Biológico (Tratamento preliminar, Reator UASB e Filtro Biológico de alta taxa).

A escolha das tecnologias adotadas no Sistema 1 e no Sistema 3 foi tomada a partir do histórico de uso destas tecnologias, o reator UASB é a tecnologia anaeróbia mais difundida e clássica do Brasil e, de maneira análoga, para o tratamento aeróbio via lodos ativados. No caso do Sistema 2 a escolha foi tomada devido ao fato dos filtros biológicos percoladores possuírem a forma de colonização da biomassa diferente de como acontece no reator UASB e no reator de lodos ativados. Neste último, o crescimento é aderido a material suporte, enquanto que nos dois primeiros, o crescimento é disperso (formação de floco biológico).

2 OBJETIVOS

2.1 Geral

Propor um sistema de tratamento de efluentes para o bairro Centro Histórico em Piranhas-AL, por meio de uma avaliação de sistemas mais comumente adotados para este tipo de efluente.

2.2 Específicos

Pré-dimensionar os sistemas de tratamento propostos;

Avaliar a área necessária para a implantação de cada sistema de tratamento;

Verificar a quantidade de lodo gerada para cada sistema de tratamento;

Calcular a eficiência teórica para cada sistema de tratamento;

Analisar e comparar os resultados dos sistemas de tratamento;

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Definição e caracterização de esgoto

Esgoto doméstico é toda a água residual proveniente de atividades domésticas, tais como banho, uso do vaso sanitário, lavagem de louça e etc. “Os esgotos sanitários variam no espaço, em função de diversas variáveis desde o clima até hábitos culturais. Por outro lado, variam também ao longo do tempo, o que torna complexa sua caracterização” (MATOS, 2010).

Metcalf & Eddy (1991) classificam os esgotos em forte, médio e fraco, conforme a Tabela 1.

Tabela 1. Características físico-químicas dos esgotos.

Característica (mg/L)	Forte	Médio	Fraco
DBO _{5,20}	400	200	133
DQO	1016	508	339
Carbono Orgânico Total	328	164	109
Nitrogênio Total	69	35	23
Nitrogênio Orgânico	29	14	10
Nitrogênio Amoniacal	41	20	14
Fósforo Total	11	5,6	3,7
Fósforo Orgânico	6	3,2	2,1
Fósforo Inorgânico	4	2,4	1,6
Cloreto	118	59	39
Sulfato	72	36	24
Óleos e Graxas	153	76	51

Fonte: Metcalf & Eddy (2016)

Como as características físico-químicas dos esgotos variam tanto, no Brasil costuma-se adotar uma contribuição per capita de 54 e 100 *g/hab. dia* para a DBO de cinco dias e para a DQO, respectivamente, no entanto as análises laboratoriais locais sempre são mais precisas. De acordo com Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), que é o órgão que determina os padrões de emissão de efluentes, os padrões aceitáveis são: pH entre 5 e 9, temperatura inferior a 40°C, concentração de sólidos sedimentáveis inferior a 1 *mL/L* e DBO_{5,20} inferior a 60 *mg/L*.

3.2 Tratamento preliminar

O tratamento preliminar consiste em uma técnica de remoção de sólidos grosseiros, tais como grãos de areia, pedregulhos, galhos, pedaços de plástico, etc., que é composta por três dispositivos (gradeamento, caixa de areia e medidor de vazão). Esse tipo de tratamento, embora não remova DBO, se faz presente em todos os sistemas de tratamentos de esgoto, pois funciona como um preparo do esgoto para que este siga para as outras etapas de tratamento sem danificar ou obstruir nenhum equipamento elétrico ou mecânico presente no sistema (MATOS, 2010).

3.2.1 Gradeamento

O gradeamento é o dispositivo responsável pela remoção mecânica de possíveis objetos extremamente grosseiros presentes no esgoto, tais como galhos, folhas, etc., consistindo, basicamente, em um conjunto de barras metálicas paralelas entre si (perpendiculares ou inclinadas ao fluxo) que fazem o peneiramento do esgoto (MATOS, 2010).

O gradeamento pode ser classificado em manual ou mecânico de acordo com o procedimento de limpeza adotado. Segundo esclarece Jordão e Pessoa (2011), outra classificação bastante relevante é quanto ao espaçamento entre as barras, conforme mostra a Tabela 2, a seguir:

Tabela 2. Classificação de gradeamento conforme espaçamento

Tipo de Gradeamento	Espaçamento (cm)
grade grosseira	4-10
Grade média	2-4
Grade fina	1-2

Fonte: Jordão e Pessoa (2011)

A NBR 12208/1992, estabelece algumas diretrizes referentes ao dispositivo de gradeamento, a saber, (1) adotar gradeamento de limpeza mecanizada para vazões superiores a 250 L/s, (2) utilizar gradeamento médio (20 mm a 40 mm) para dispositivo de limpeza manual, (3) limitar a velocidade de passagem através da grade entre 0,6 e 0,9 m/s, (4) observar uma inclinação do gradeamento de limpeza manual em relação a horizontal entre 45° e 60°, (5) atentar que a velocidade no canal a montante da grade precisa ser maior que 0,4m/s, (6) adotar obstrução máxima de 50% da área da grade, devendo-se adotar como perdas de cargas mínimas

os valores de 0,15 m para grades de limpeza manual e 0,10 m para grades de limpeza mecanizada.

3.2.2 Desarenador

O desarenador ou “caixa de areia” é um dispositivo que desempenha a função de remoção de areia presente no esgoto. Prado (2006) vai além dessa definição frisando que os desarenadores são sedimentadores que priorizam a remoção de sólidos abrasivos e não-putrescíveis, os quais chegam às estações de tratamento juntamente com o esgoto.

Visto que a areia presente no esgoto pode causar efeitos adversos ao funcionamento de todos os componentes à jusante do desarenador e também pode promover o assoreamento dos corpos hídricos, este dispositivo torna-se indispensável numa estação de tratamento de esgoto.

A quantidade de areia presente no esgoto bruto depende fatores como: tipo de sistema de coleta e transporte de esgoto (combinado ou separador absoluto); tipo de ocupação da bacia atendida pelo sistema de coleta; condições de conservação do sistema de coleta e transporte; e tipo de solo da bacia coletora de esgoto (METCALF & EDDY, 2016).

Segundo Matos (2010) a areia presente no esgoto é constituída por partículas com diâmetro de 0,2 a 0,4 mm e massa específica $\rho = 2,54 \text{ ton/m}^3$. Estas partículas sedimentam-se individualmente nas caixas com velocidade média de 2 cm/s.

A NBR 12209/2011 especifica as seguintes observâncias para dimensionamento de dispositivos desarenadores:

- O desarenador deve ser projetado para remoção mínima de 95% em massa das partículas com diâmetro igual ou superior a 0,2 mm (densidade de 2,65).
- A vazão de dimensionamento do desarenador deve ser a vazão máxima afluyente à ETE.
- O desarenador deve ter limpeza mecanizada quando a vazão de dimensionamento é igual ou superior a 100 L/s.
- Devem ser previstas pelo menos duas unidades instaladas, sendo neste caso uma delas reserva, a qual pode ser unidade não mecanizada.
- No caso de desarenador por gravidade, a taxa de escoamento superficial deve estar compreendida entre 600 a 1.300 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$.

- No caso de desarenador tipo canal deve ser observado o seguinte:
 - a) A seção transversal deve ser tal que a velocidade de escoamento para a vazão média seja igual a 0,30 m/s, não sendo superior a 0,40 m/s para a vazão máxima;
 - b) No fundo e ao longo do canal, deve ser previsto espaço para a acumulação do material sedimentado, com seção transversal mínima de 0,20 m de profundidade por 0,20 m de largura; no caso de limpeza manual, a largura mínima deve ser de 0,30 m.
- No caso de desarenador aerado deve ser observado o seguinte:
 - a) A seção transversal deve ser tal que a velocidade de escoamento longitudinal seja inferior a 0,25 m/s para a vazão máxima;
 - b) A quantidade de ar injetada deve ser regulável;
 - c) O tempo de detenção hidráulica para a vazão máxima deve ser igual ou superior a 120 s.

3.2.3 Medidor de Vazão – Calha Parshall

Segundo Incontrol (2008), a Calha Parshall é um dispositivo medidor de vazão para canais abertos. Tal calha é constituída basicamente de paredes verticais, possuindo na entrada um trecho convergente (0-1), no meio tem-se a “garganta”, que é um trecho contraído em declive de seção constante (1-2), e na saída um trecho divergente em aclave (2-3), conforme pode-se observar na Figura 1.

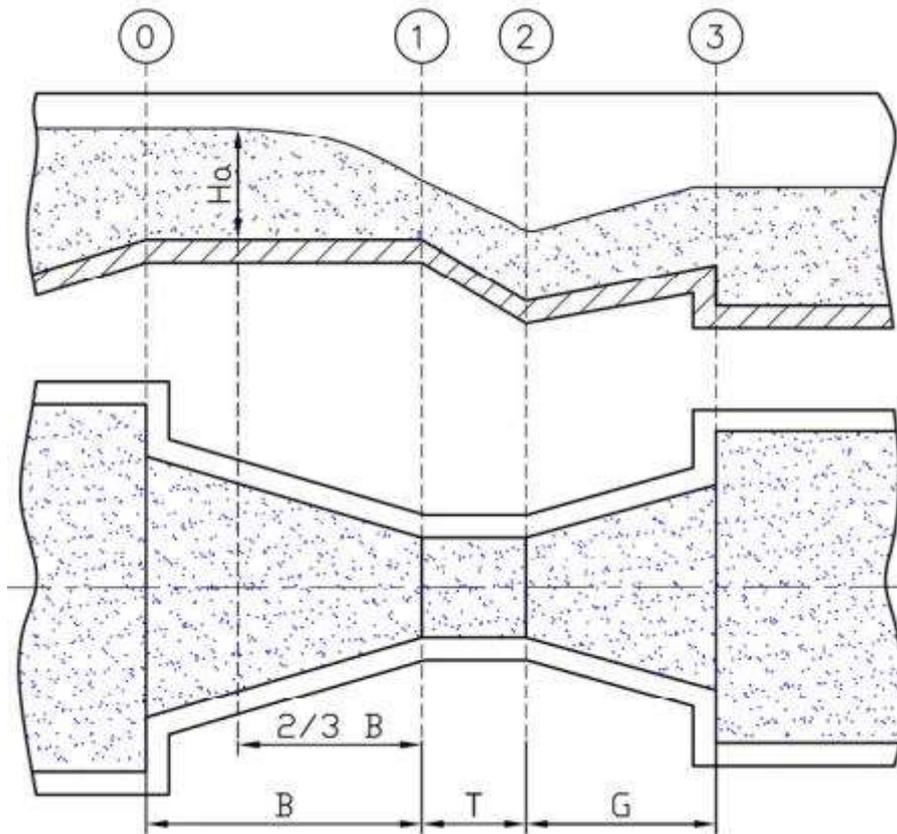


Figura 1. Corte longitudinal e planta baixa de uma calha parshall. Fonte: Incontrol (2008).

No Brasil a norma vigente que rege os procedimentos acerca deste dispositivo é a NBR/ISO9826:2008. Todavia, devido ao fato de ser uma norma relativamente nova, a maioria das calhas Parshall existentes obedecem à norma internacional ASTM 1941:1975, e por esse motivo esta norma também será utilizada no presente trabalho.

3.2.4 Escolha da calha

A norma ASTM 1941:1975 fornece a Tabela 3, com a qual se pode determinar a calha que atenda às vazões máxima e mínima de esgoto.

Tabela 3. Determinação da largura da garganta de acordo com a vazão

Largura da Garganta	Capacidade de Vazão		
	W (inch)	Min (m ³ /h)	Max (m ³ /h)
1"	1,02	19,4	
2"	2,04	47,9	
3"	3,06	115	
6"	5,10	398	
9"	9,17	907	
12"	11,2	1641	
18"	15,3	2508	
24"	42,8	3374	
36"	62,2	5138	
48"	132	6922	
60"	163	8726	
72"	265	10551	
84"	306	12376	
96"	357	14221	

Fonte: ASTM 1941:1975

Logo após a escolha da garganta da calha, pode-se recorrer à Figura 2 e à Tabela 4 para determinar todas as suas dimensões.

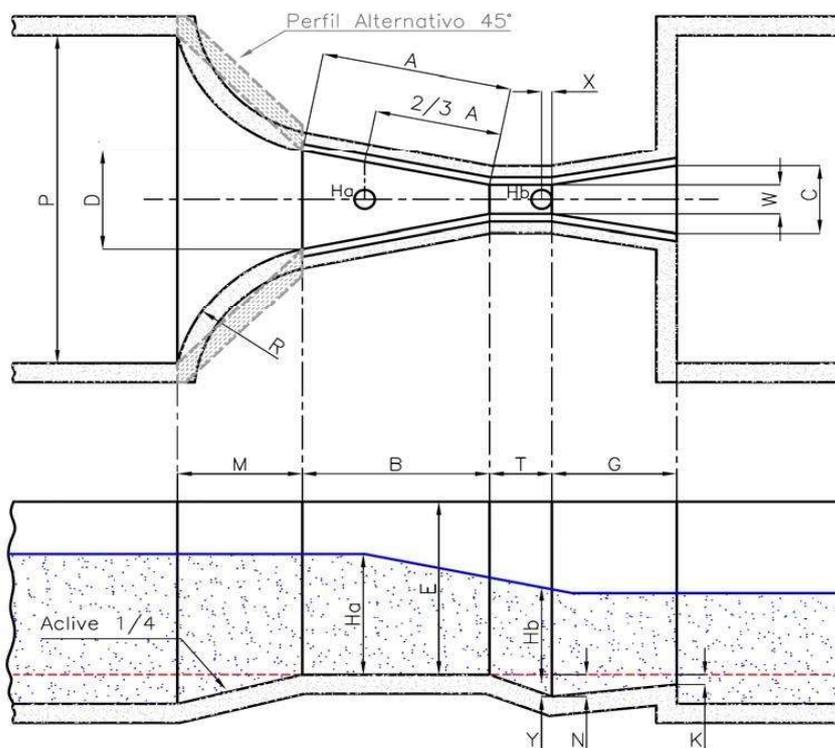


Figura 2. Corte longitudinal e planta baixa de uma calha parshall. Fonte: Incontrol (2008).

Tabela 4. Determinação das dimensões da calha

DIMENSÕES															
W	A	2/3A	B	C	D	E	T	G	K	M	N	P	R	X	Y
[inch]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]										
1"	363	242	356	93	168	229	76.2	203	19.0	—	28.6	—	—	7.94	12.7
2"	414	276	406	135	214	254	114	254	22.2	—	42.9	—	—	9.52	25.4
3"	467	311	457	178	259	610	152	305	25.4	—	57.2	—	—	25.4	38.1
6"	621	414	610	394	397	610	305	610	76.2	305	114.3	902	406	50.8	76.2
9"	880	587	864	381	575	762	305	457	76.2	305	114.3	1080	406	50.8	76.2
12"	1372	914	1343	610	845	914	610	914	76.2	381	228.6	1492	508	50.8	76.2
18"	1448	965	1419	762	1026	914	610	914	76.2	381	228.6	1676	508	50.8	76.2
24"	1524	1016	1495	914	1207	914	610	914	76.2	381	228.6	1854	508	50.8	76.2
36"	1677	1118	1645	1219	1572	914	610	914	76.2	381	228.6	2223	508	50.8	76.2
48"	1829	1219	1794	1524	1937	914	610	914	76.2	457	228.6	2711	610	50.8	76.2
60"	1981	1321	1943	1829	2302	914	610	914	76.2	457	228.6	3080	610	50.8	76.2
72"	2134	1423	2092	2134	2667	914	610	914	76.2	457	228.6	3442	610	50.8	76.2
84"	2286	1524	2242	2438	3032	914	610	914	76.2	457	228.6	3810	610	50.8	76.2
96"	2438	1625	2391	2743	3397	914	610	914	76.2	457	228.6	4172	610	50.8	76.2

Fonte: ASTM 1941:1975

A função matemática que expressa a vazão em função da altura pode ser descrita por meio da Equação 01.

$$Q = K \times H^n \quad (1)$$

Onde Q é a vazão, K consiste numa constante que depende das dimensões da calha e ajuste da unidade de engenharia, n é um valor que difere ligeiramente de 1,5 e H representa a altura da lâmina d'água. Neste sentido, tais valores para n e K podem ser obtidos em função da largura da garganta, e podem ser obtidos por meio da Tabela 5.

Tabela 5. Determinação de n e K em função de W

Valores de n – K [para vazão em m³/h]			
W [inch]		n	K
	[mm]		
1"	25,4	1,550	217,29
2"	50,8	1,550	434,58
3"	76,2	1,547	633,60
6"	152,4	1,580	1371,60
9"	228,6	1,530	1926,00
12"	304,8	1,522	2484,00
18"	457,2	1,538	3794,40
24"	609,6	1,550	5133,60
36"	914,4	1,556	7855,20
48"	1219,2	1,578	10566,00
60"	1524,0	1,587	13420,80
72"	1828,8	1,595	16254,00
84"	2133,6	1,601	19101,60
96"	2438,4	1,606	21963,60

Fonte: ASTM 1941:1975

3.3 Processo de Lodos Ativados

Este processo foi desenvolvido por Edward Ardem e William T. Lockett na Inglaterra em 1914, permaneceu inalterado por 30 anos e até então vem surgindo modificações de acordo com o avanço tecnológico. Jordão e Pessoa (2011) definem o lodo ativado como floco produzido pelo crescimento de bactérias zoogleias ou outros organismos num esgoto bruto ou decantado, o qual necessita da presença de oxigênio dissolvido, e acumulado em concentração suficiente graças ao retorno de outros flocos previamente formados. Conclui-se então que o processo de lodos ativados é tido como um tratamento aeróbio, de crescimento em suspensão na massa líquida com retenção de biomassa, no qual existem algumas formas de inserção de oxigênio no sistema, tais como, por meio de difusores ou aeradores.

Um reator de lodos ativados é constituído por duas unidades distintas, a saber, o tanque de aeração e o decantador. O primeiro deles é responsável por promover condições favoráveis para a formação dos flocos, tais como, meio neutro em termos de pH, oxigênio, matéria orgânica e micro-organismos (biomassa) em quantidades controladas, assim, micro-organismos crescem e ficam mais densos. Já o decantador promove a sedimentação desses micro-organismos densos que vão se concentrando no fundo do tanque, o que possibilita a retirada desse material para descarte e até mesmo para a recirculação no sistema (MATOS, 2010).

Jordao e Pessoa (2011) frisam que esse tipo de reator tem vantagens na sua aplicação tais como (1) maior eficiência de tratamento, (2) maior flexibilidade de operação e (3) menor área ocupada em relação à filtração biológica, no entanto também possuem desvantagens como (1) operação mais delicada, (2) necessidade de completo controle de laboratório e (3) custo maior de operação em relação à filtração biológica.

De acordo com Jordao e Pessoa (2011) reatores de lodos ativados possuem eficiência de 85 a 95% de eficiência tanto para a remoção de DBO quanto para a remoção de sólidos suspensos.

3.3.1 Parâmetros e Equacionamentos

O Tempo Médio de Residência Celular (θ_c), também conhecido como Idade do Lodo é definido pelo quociente entre a massa de células (KgSSV) no tanque de aeração e a massa de células (KgSSV) descarregadas por dia, conforme Equação 2.

$$\theta_c = \frac{V \cdot X}{Q_d \cdot X_r + (Q - Q_d) \cdot X_e} \quad (2)$$

Onde, V é o volume do tanque de aeração, X a concentração matéria orgânica no tanque de aeração, X_e a concentração de matéria orgânica descarregada, X_r a concentração matéria orgânica na recirculação, Q_d a vazão de descarte, Q a vazão de esgoto. Desprezando-se as perdas com o efluente final, θ_c pode ser expresso na forma da Equação 3.

$$\theta_c = \frac{V \cdot X}{Q_d \cdot X_r} \quad (3)$$

3.3.2 Balanços de Massa de Substrato e de Microrganismos

A Figura 3, abaixo, ilustra o processo de tratamento por lodos ativados, assim como ilustra os parâmetros envolvidos neste processo e considerados na formulação deste procedimento de tratamento aeróbio.

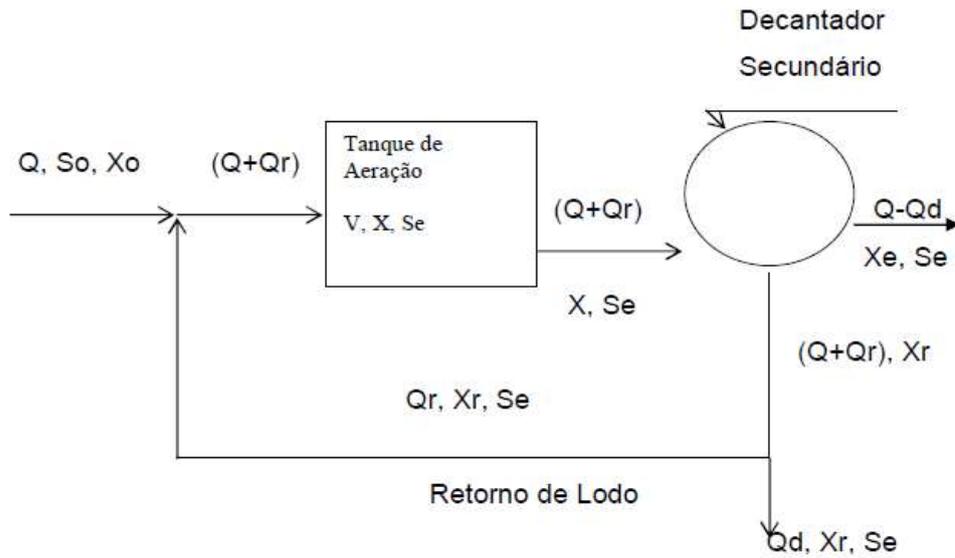


Figura 3. Esquema do processo de lodos ativados. Fonte: Matos (2010).

Fazendo-se o balanço de massa de substrato em torno do tanque de aeração, no qual será considerado regime estabilizado, em que não há acúmulo de massa no sistema, pode-se escrever:

$$Q \cdot S_o + Q_r \cdot S_e - (Q + Q_r) \cdot S_e - V \cdot \frac{\delta S}{\delta t} = 0 \quad (4)$$

Onde, Q é a vazão de esgoto, Q_r a vazão de recirculação, S_o a concentração de substrato que entra no tanque, S_e a concentração de substrato que sai do tanque, V o volume do tanque de aeração, e $\delta S/\delta t$ a massa de substrato (KgDBO) consumido por dia.

A taxa específica de utilização do substrato (U) é definida pelo quociente entre a massa de substrato (KgDBO) consumido por dia e a massa de células (KgSSV) no reator:

$$U = \frac{\delta S}{X} \rightarrow \frac{\delta S}{\delta t} = U \cdot X \quad (5)$$

A partir da Equação 5, pode-se reescrever a Equação 4 da seguinte maneira.

$$Q \cdot S_o + Q_r \cdot S_e - (Q + Q_r) \cdot S_e - V \cdot U \cdot X = 0 \quad (6)$$

Resolvendo a Equação 6 para U , pode-se chegar à seguinte expressão para a taxa específica de utilização de substrato.

$$U = \frac{Q \cdot (S_o - S_e)}{V \cdot X} \quad (7)$$

A taxa específica de utilização do substrato é um fator de dimensionamento do processo que visa a obtenção do volume do tanque de aeração, e esta relaciona-se com o parâmetro empírico, relação alimento/microrganismos, definido pela Equação 8.

$$\left(\frac{A}{M}\right) = \frac{Q \cdot S_o}{V \cdot X_v} = \frac{S_o}{t_d \cdot X_v} \quad (8)$$

Onde t_d representa o tempo de detenção hidráulica e é definido como a razão de V por Q . É notório que a taxa específica de utilização do substrato considera a carga de substrato removida e que a relação alimento/microrganismos considera a carga aplicada. Portanto, é a eficiência do tratamento na remoção do substrato que associa os valores destas variáveis entre si. A eficiência de tratamento é definida conforme Equação 9.

$$E = \frac{(S_o - S_e)}{S_o} \quad (9)$$

Combinando as Equações 6, 7 e 8 e operando manipulações algébricas básicas, pode-se concluir que a taxa específica de utilização de substrato pode ser escrita como se segue.

$$U = \left(\frac{A}{M}\right) \cdot E \quad (10)$$

Um outro parâmetro importante é o fator de carga (f), o qual se assemelha à relação alimento/microrganismos, porém, é dado em função da concentração de sólidos totais (X_t):

$$f = \frac{Q \cdot S_o}{V \cdot X_t} \quad (11)$$

Dando Continuidade, pode-se fazer, também, o balanço de massa de microrganismos (SSV) no sistema de lodo ativado como um todo, no qual será considerado regime estabilizado. Dessa forma, tem-se a seguinte equação.

$$Q \cdot X_o - [Q_d \cdot X_r + (Q - Q_d) \cdot X_e] + V \cdot \frac{\delta X}{\delta t} = 0 \quad (12)$$

Onde Q é a vazão de esgoto, X_o a concentração de microrganismos no efluente, Q_d a vazão de descarte, X_r a concentração de microrganismos na recirculação, X_e a concentração de microrganismos que sai do reator, V é o volume total e $\delta X/\delta t$ é a taxa de variação que representa o crescimento global de microrganismos.

Define-se a taxa específica de crescimento biológico (μ), como quociente da massa de células (KgSSV) produzidas por dia pela massa de células (KgSSV) no reator. Porém, em um sistema de lodos ativados, nem todas as células se encontram em fase de crescimento devido ao decaimento que acontece por morte celular. A taxa específica de decaimento é representada por k_d e matematicamente expressa pela Equação 13.

$$k_d = \frac{\text{Massa de células (KgSSV) destruídas por dia}}{\text{Massa de células no (KgSSV) no reator}} \quad (13)$$

A taxa de variação da concentração microrganismos no tanque de aeração em relação ao tempo pode ser representada por meio da Equação 14.

$$\frac{\delta X}{\delta t} = (\mu - k_d) \cdot X \quad (14)$$

Sabendo-se que X_o é muito inferior à X cabe despreza-lo na Equação 12, resolver esta para $\mu - k_d$, pode-se obter a seguinte equação:

$$\mu - k_d = \frac{Q_d \cdot X_r + (Q - Q_d) \cdot X_e}{V \cdot X} \quad (15)$$

Observando a Equação 2, pode-se facilmente constatar que:

$$\frac{1}{\theta_c} = \mu - k_d \quad (16)$$

A taxa específica de crescimento (μ), relaciona-se com a taxa específica de utilização do substrato (U), por meio do coeficiente de síntese celular (Y), conforme explícito abaixo.

$$\mu = U \cdot Y \rightarrow \frac{1}{\theta_c} = U \cdot Y - k_d \quad (17)$$

Finalmente, de posse da Equação 16, pode-se concluir por procedimentos algébricos simples a seguinte relação:

$$\frac{1}{\theta_c} = \frac{(S_o - S_e)}{t_d \cdot X} \cdot Y - k_d \quad (18)$$

3.3.3 Exemplos do Uso desta Tecnologia

Ferreira e Caraiola (2008) desenvolveram um estudo de caso acerca de uma estação de tratamento de esgoto projetada para atender 400 pessoas, a qual se constitui de processo de lodos ativados. De acordo com os resultados obtidos observa-se que este tipo de tratamento tem uma eficiência superior a 95% para o tratamento de efluentes sanitários, alcançando valores que variam de 2 a 23mg/L para a $DBO_{5,20}$, resultando uma média de 9,1mg/L. Quanto à DQO final

obteve-se valores que variam de 17 a 131mg/l, resultando numa média em torno de 67mg/l. Assim sendo, conclui-se que esta é uma tecnologia eficiente na redução de DBO/DQO, além de apresentar custo relativamente baixo o que a torna muito utilizada para este tipo de efluente.

De maneira semelhante, o trabalho de Cordi *et al* (2008) descreve a montagem, partida e operação de um reator de lodo ativado em escala de bancada, operando em processo contínuo, com objetivo de tratar o efluente pouco biodegradável resultante da produção de papel. Observa-se que o reator foi operado com TDH de 20 horas, idade do lodo de 40 dias com biomassa proveniente de estação de tratamento de efluentes domésticos, a concentração inicial de sólidos suspensos totais foi de aproximadamente 1500 mg/L, o valor de sólidos suspensos totais e voláteis permaneceram entre 3340 e 2790 mg/L respectivamente, caracterizando-se o crescimento da biomassa. Conclui-se que o sistema biológico foi capaz de remover 50% da DQO do efluente, valor que é considerado alto pois este composto apresenta uma elevada fração de compostos de baixa biodegradabilidade.

3.4 Filtros Biológicos Aeróbios

Em termos de processos e etapas, a concepção tradicional de filtros biológicos assemelha-se ao processo de lodos ativados convencional, conforme frisa Matos (2010). Remetendo-se ao trabalho de Mann e Stephenson (1997) a origem dos reatores de filtros biológicos datam do início do século passado, sobretudo com o desenvolvimento de reatores aeróbios compostos com camadas de ardósia seguidos por um processo secundário de clareamento. No entanto, a técnica de filtros biológicos aeróbios utilizando material de enchimento granular foi introduzida apenas na década de 1970, apresentando-se como alternativa viável a outros métodos biológicos de tratamento de esgoto (STEPHENSON *et al.*, 1993).

Quanto à classificação e funcionamento, menciona-se que os filtros biológicos aeróbios são categorizados como reatores de leito fixo com retenção de biomassa. São meios preenchidos com material granular, geralmente brita, onde a biomassa cresce, promovendo a depuração do esgoto. Neste processo o esgoto é conduzido à parte superior do reator onde se posiciona um distribuidor rotativo o qual lança o efluente uniforme e gradualmente sobre o material granular. O esgoto então percola o material de enchimento lentamente enquanto é biologicamente tratado e o aparato dispõe de um fundo perfurado, comumente constituído de lajotas, que promove a drenagem do material tratado. Em virtude do desprendimento de sólidos neste processo, faz-se necessário a passagem do efluente por um decantador secundário para possibilitar a separação

destes sólidos do esgoto tratado. A Figura 4, a seguir, ilustra o processo de filtros biológicos aeróbios.

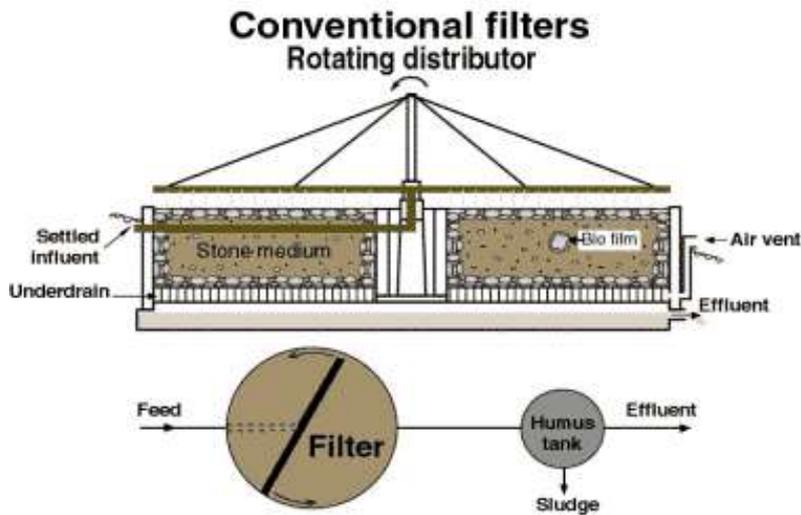


Figura 4. Representação Esquemática do Filtro Biológico Aeróbio. Fonte: Sustersic et al (2014).

3.4.1 Vantagens e Desvantagens do Processo

Objetivamente, Von Sperling (1996) destaca algumas vantagens e desvantagens do emprego do sistema de tratamento por filtros biológicos, os quais são listados a seguir.

Vantagens: (1) alta eficiência em remoção de DBO, (2) nitrificação eficiente, (3) pode ser operado em uma grande variedade de carga orgânica e hidráulica, (4) boa resistência a cargas de choque, e (5) requer uma área de construção relativamente pequena.

Desvantagens: (1) sistema relativamente oneroso, (2) requer mão de obra qualificada tanto para projetar quanto para construir, (3) requer fornecimento ininterrupto de eletricidade e constante fluxo de efluente, (4) requer tratamento do excesso do lodo, e (5) requer materiais que nem sempre estão localmente disponíveis.

3.4.2 Formulação Matemática do Processo

De acordo com Matos (2010) a relação entre a DBO dos esgotos, nos filtros biológicos convencionais, e a profundidade no filtro segue um padrão de decaimento exponencial e é influenciada pela taxa de aplicação e pelas peculiaridades do material de enchimento. Esta relação pode ser, matematicamente, representada pela equação a seguir.

$$\frac{S_h}{S_0} = 10^{-kh\left(\frac{A}{Q}\right)^n} \quad (19)$$

Nesta equação, S_0 representa a concentração de substrato à entrada do filtro (mg/L), S_h a concentração à profundidade h (mg/L), k a constante de remoção de substrato (d^{-1}), h a profundidade de leito (m), A a área do filtro (m^2), Q a vazão afluyente aos filtros (m^3/d) e finalmente n caracteriza o material de enchimento, valendo este 0,44 para pedras e 0,67 para anéis plásticos.

Dando continuidade, a constante de remoção de substrato (k), para uma determinada temperatura (T), pode ser obtido por meio da Equação 20, na qual $k_{20^{\circ}C}$ tem valor variando entre 0,12 e 0,2 d^{-1} .

$$k_{T^{\circ}C} = k_{20^{\circ}C} * 1,08^{(T-20)} \quad (20)$$

A Equação 20 fornece um ‘ponto de partida’ de projeto, no entanto para uma avaliação mais criteriosa de k para um determinado substrato, pode-se medir o valor médio da DBO em pontos distintos da profundidade do filtro, experimentalmente em unidade de fluxo contínuo, e a partir de procedimentos algébricos e geométricos básicos determinar o valor de k (MATOS, 2010).

Ainda neste mesmo contexto, pode-se incrementar esta formulação ao pôr em consideração a área superficial específica do material. Esta abordagem pode ser, matematicamente, expressa por meio da Equação 21.

$$\frac{S_h}{S_0} = 10^{-K h S_a^m \left(\frac{A}{Q}\right)^n} \quad (21)$$

Onde, K representa a constante de velocidade de reação (m/d), S_a a área superficial específica do material de enchimento, m e n se referem às características do material de enchimento, e as outras variáveis são as mesmas definidas para a Equação 19. Vale mencionar que na ausência de referências mais particulares, Metcalf & Eddy (2003) sugerem adotar $m = n = 1$.

3.4.3 Recirculação de Esgoto Tratado

Para fins de refinamento, procede-se a recirculação de uma fração da vazão do efluente tratado para a entrada dos filtros biológicos. De forma a algebrizar esta recirculação, considera-se o balanço de massa na entrada do filtro, como se segue.

$$Q S_0 + Q_r S_e = (Q + Q_r) S_i \quad (22)$$

No qual, S_0 representa a DBO do esgoto afluente ao filtro antes da mistura com reciclo, S_e a DBO do efluente final, após do decantador secundário, S_i a DBO do esgoto afluente ao filtro depois da mistura com reciclo, Q a vazão média do esgoto e Q_r a vazão de recirculação do esgoto tratado.

Dessa forma, dividindo-se ambos os membros da Equação 22 por Q e realizando processos algébricos básicos, pode-se chegar à seguinte relação:

$$S_i = \frac{S_0 + rS_e}{(1+r)} \quad (23)$$

Onde r é a razão de recirculação e equivale ao quociente da vazão de recirculação e da vazão média de esgoto (Q_r/Q). Por fim, diversos estudos na área indicam que o fator de recirculação que deve ser utilizado é o qual leva a uma DBO de entrada nos filtros de valores aproximados à 100 mg/L (MATOS, 2010).

3.4.4 Exemplos do Uso desta Tecnologia

Karasek (2011) desenvolveu um estudo de caso no município de Itaperuçu – PR, no qual este elaborou o dimensionamento de uma estação complementar de tratamento de esgoto, consistindo das seguintes unidades: (1) gradeamento, (2) desarenador, (3) medidor de vazão, (4) decantador primário, (5) filtro biológico e (6) decantador secundário. Neste trabalho ele considerou a remoção de DBO como o parâmetro para verificação da eficiência do filtro biológico e dimensionou-o para uma eficiência mínima de 74,3% visando atender especificações normativas de lançamento do esgoto tratado no corpo receptor com DBO na ordem de 90 mg/l.

Observando estas condicionantes, o filtro biológico dimensionado em Karasek (2011) tem uma área de 163,46 m², diâmetro de 14,43 m e a produção de lodo estimada na ordem de 11,62 m³/dia. O presente autor, conclui em seu estudo que o sistema de filtros biológicos consiste em uma alternativa viável para tratamento de efluentes, sobretudo de forma complementar ao tratamento anaeróbio. Constatou-se que o sistema de filtros biológicos não requer grandes áreas para sua construção, o que é uma vantagem significativa como destaca o autor. Por fim, como fator inconveniente destacou-se a relativamente alta geração diária de lodo, o que necessitaria de dispêndios no processo de tratamento deste antes do descarte.

Similarmente, Sustersic *et al* (2014) dimensionaram um filtro biológico como proposta para atendimento da demanda de tratamento de esgoto para a cidade de Raca na Sérvia com

população de aproximadamente 11475 pessoas em 2011. Neste trabalho eles necessitaram dimensionar o filtro biológico em vista a tratar efluentes residenciais e industriais com DBO de entrada na ordem de 500 mg/L e proporcionar uma DBO de saída de 24 mg/L. Em outras palavras, eles dimensionaram uma unidade de filtro biológico com eficiência de cerca de 95% de remoção da DBO. Em adição, a área necessária para o filtro foi de, aproximadamente, 494 m², o que representa uma pequena área, dada a população atendida, conforme Sustersic *et al* (2014) esclarecem.

Neste sentido, Sustersic *et al* (2014) concluem que o sistema de filtro biológico é bastante oportuno para o tratamento de esgoto para cidades pouco populosas, o que condiz com realidade do objeto de estudo deste trabalho.

3.5 Tratamento anaeróbio de esgoto

Semelhantemente ao que ocorre no tratamento aeróbio de esgoto, o tratamento anaeróbio baseia-se na digestão, no entanto neste não há necessidade de mecanismos de aeração enquanto naquele há. Neste sentido digestão, conforme define Jordão e Pessoa (2011), é um processo bioquímico complexo por meio do qual diversos grupos de organismos anaeróbios e facultativos assimilam e destroem simultaneamente a matéria orgânica. Para tanto, necessita-se apenas de confinamento do material em um espaço com condições favoráveis às reações bioquímicas inerentes da fermentação natural.

Neste ínterim, Lima (2006) frisa que este é um processo fermentativo que tem como finalidade a remoção de matéria orgânica e conseqüentemente a formação de biogás, o que o torna uma alternativa atraente para tratamento de esgoto sanitário. Segundo Matos (2010) o tratamento anaeróbio de esgoto vem sendo utilizado há bastante tempo por meio de fossas sépticas ou de lagoas.

O processo de digestão anaeróbia pode ser dividido em quatro fases bem características: hidrólise, acidogênese, acetogênese e metanogênese. Uma via alternativa pode ocorrer, quando na presença de sulfato, chamada de sulfetogênese (LIMA, 2006).

Na hidrólise, as bactérias fermentativas hidrolíticas excretam enzimas que convertem materiais particulados complexos em substâncias dissolvidas. Na acidogênese, as bactérias fermentativas acidogênicas metabolizam as substâncias oriundas da etapa anterior até produtos mais simples, tais como: ácidos graxos, hidrogênio, gás carbônico, amônia etc. Em seguida a fase de acetogênese que é a metabolização de alguns produtos da etapa anterior pelo grupo de

bactérias acetogênicas, obtendo-se acetato, dióxido de carbono e hidrogênio. Esses últimos produtos serão utilizados na metanogênese, pelas bactérias metanogênicas, para formação do principal produto da digestão anaeróbia, que é o gás metano, CH_4 , além de CO_2 e H_2O . Quando há presença de sulfato ocorre a sulfetogênese, que consiste na formação de H_2S no meio, fruto da atuação das bactérias redutoras de sulfato que competem com as metanogênicas pelo mesmo substrato, o acetato (LIMA, 2006).

3.5.1 Comparação entre Processos Anaeróbio e Aeróbio

No contexto de concepção de sistemas de tratamento de efluentes a comparação de processos anaeróbios e processos aeróbios é bastante positiva, pois, é a partir dela que podemos observar as particularidades e peculiaridades de cada processo.

Matos (2010) enfatiza que os custos de implantação dos reatores anaeróbios são relativamente baixos, porém, é na operação que reside a principal vantagem devido a não necessidade de aeração. Quanto à produção de lodo, esclarece-se que esta é mais baixa do que a que decorre de processos aeróbios, tais como lodos ativados ou filtros biológicos. A produção de gás pode ser considerada um benefício, pela possibilidade de purificação e emprego do metano como fonte de energia. Porém existem limitações operacionais, tais como a produção de pequenas quantidades de gás sulfídrico (H_2S), que são suficientes para produzir grandes incômodos às populações circunvizinhas pela proliferação de mau odor. Além disso, o gás sulfídrico provoca corrosão e conseqüentes prejuízos à conservação das instalações. Outra limitação é que a eficiência na remoção da DBO dos esgotos é mais baixa em relação aos processos aeróbios e por isso necessita de tratamento complementar.

3.5.2 Reator UASB

O “Upflow Anaerobic Sludge Blanket – UASB” ou “Reator de manta de Lodo e Fluxo Ascendente” como também é conhecido é um dispositivo dentre os diversos de digestão anaeróbia de esgoto. Nesse tipo de reator o esgoto entra pela zona inferior do reator e é coletado na zona superior, durante esse percurso o esgoto atravessa uma manta de lodo composta por grânulos e partículas biológicas, responsáveis pela remoção da matéria orgânica. O tratamento ocorre quando o esgoto entra em contato com esses grânulos, mediante processos físicos e bioquímicos (METCALF & EDDY, 2016).

Conforme frisa Chernicharo (2007) a degradação da matéria orgânica está diretamente relacionada com a formação de sólidos orgânicos complexos (lodo) e à produção de gases misturados (biogás). Os sólidos produzidos formam um perfil de sólidos no reator, e em função da sua massa específica e do seu tamanho se dispersam em duas regiões distintas, a região de lodo concentrado, ao fundo, denomina-se leito de lodo e a região de lodo disperso, mais superior, denomina-se manta de lodo. Um dos princípios fundamentais do processo é a sua habilidade em desenvolver uma biomassa de elevada atividade. Essa biomassa pode se apresentar na forma de flocos ou grânulos que variam de 1 a 5mm de tamanho.

Quanto aos gases produzidos em condições anaeróbias (principalmente metano e dióxido de carbono), estes tendem a subir até a superfície do reator sendo conduzidos com o auxílio do defletor de gases e do separador trifásico até a parte mais superior onde se encontra a saída de biogás. O separador trifásico, por sua vez, além de promover a coleta e o direcionamento dos gases, forma no seu exterior um compartimento de decantação, assim o líquido tratado chega a parte superior onde é coletado pelas calhas de coleta. A Figura 5 fornece um esquema físico do reator UASB.

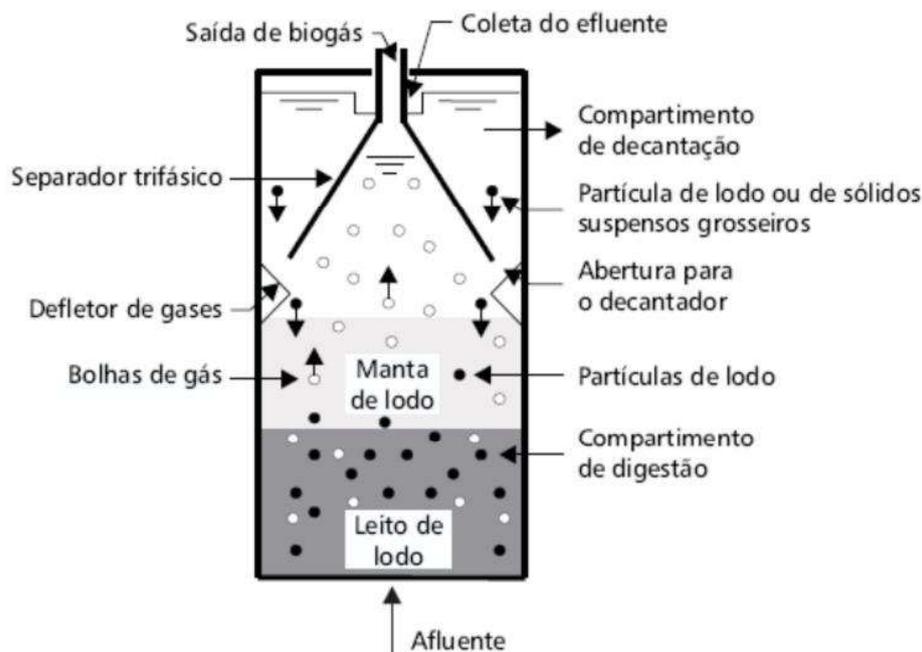


Figura 5. Configuração do Reator UASB. Fonte: Jordão e Pessoa (2011)

3.5.3 Critérios e parâmetros para o dimensionamento

A eficiência de um reator UASB, na degradação da matéria orgânica, não é função o apenas do seu projeto, mas das condições operacionais do sistema, tais como a DQO afluente e a eficiência do tratamento preliminar

Quanto à vazão, costuma-se adotar a vazão máxima para o dimensionamento, tendo em vista que essa é a situação mais crítica por conta da velocidade que também é a máxima (MATOS, 2010).

O Tempo de Detenção Hidráulica (TDH) é um parâmetro de projeto fundamental para a operação dos reatores UASB, pois ele é o tempo em que um volume infinitesimal de líquido permanece no reator desde a sua entrada até a sua saída. Camargo (2016) frisa que TDH's mais longos favorecem o processo de digestão anaeróbia em reatores UASB, tendo em vista que as reações bioquímicas envolvidas no processo são relativamente lentas.

A norma ABNT NBR 12.209/2011 estabelece que o TDH, para a vazão média, considerando a temperatura média do esgoto no mês mais frio do ano e o volume total do UASB, deve ser igual ou superior a:

- 6 h para temperatura do esgoto superior a 25 °C
- 7 h para temperatura do esgoto de 22 °C a 25 °C
- 8 h para temperatura do esgoto de 18 °C a 21 °C
- 10 h para temperatura do esgoto de 15 °C a 17 °C

Eventualmente, segundo a mesma norma, podem-se admitir tempos de detenção hidráulica inferiores aos mencionados acima, desde que justificados.

Quanto a velocidade ascensional a norma ABNT NBR 12.209/2011 estabelece os critérios a seguir:

- A velocidade ascensional no compartimento de digestão do reator deve ser igual ou inferior a 0,7 m/h para a vazão média e inferior a 1,2 m/h para a vazão máxima.
- A velocidade de passagem do compartimento de digestão para o de decantação deve ser igual ou inferior a 2,5 m/h para a vazão média e a 4 m/h para a vazão máxima.

O compartimento de decantação, que atua recuperando os grânulos que escaparem da zona de manto do lodo, deve atuar com taxas de escoamento superficial inferiores à $1,25\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ para garantir a recuperação desses grânulos, conforme a NBR 12.209/2011 e ainda mais, o compartimento de decantação deve ter como profundidade útil mínima 1,5m, sendo pelo menos 0,3m com parede vertical e as paredes do separador trifásico devem ter inclinação igual ou superior a 50°

A distribuição do esgoto é feita pelo fundo do reator de modo a garantir o funcionamento ideal da zona de manto do lodo, evitando escoamentos preferenciais ou curtos-circuitos que podem reduzir o tempo de contato entre o esgoto e o lodo ativado, reduzindo a sua eficiência. Para esta distribuição é usual adotar 3 pontos de distribuição por m^2 , e estas devem distar 30cm do fundo do reator (MATOS, 2010).

Quanto à produção de lodo e gás é comum a utilização de estimativas dadas de acordo com estudos da CETESB (Companhia Ambiental do Estado de São Paulo), assim, pode ser esperada uma produção de lodo de $0,2\text{ kg SS / kg DQO}$ aplicada, e para a produção de gás pode ser esperado $0,12\text{ Nm}^3\text{gás / kg DQO}$ aplicada. O gás deverá possuir cerca de 65 a 75% de metano (MATOS, 2010).

3.5.4 Exemplos de uso desta Tecnologia

Versiani (2005) relata o estudo de um reator UASB que tem capacidade para atendimento de 500 pessoas, o qual é operado em quatro fases com tempos de detenção hidráulica distintos (9 horas, 7 horas, 5 horas e 3 horas). Neste estudo observa-se um melhor desempenho na fase de operação com TDH de 5 horas em relação as fases de 9 horas e 7 horas, visto que este apresentou eficiência média de remoção de DQO (81%) e SST (89%). O processo apresentou resultados satisfatórios, mesmo com uma concentração de sólidos superior a 10% na manta de lodo.

De acordo com o Ministério das Cidades (2008) pode-se fazer uma estimativa de lodo gerado em função da população atendida, para o lodo líquido gerado em reator UASB esta estimativa compreende-se na faixa de 12 a 18 gSS/hab.dia, que resulta num volume de 0,2 a 0,6 L/hab.dia. Para estimativa de lodo desidratado estes valores se convertem na faixa de 12 a 18gSS/hab.dia que resulta num volume de 0,03 a 0,09 L/hab.dia. Este trabalho também estima o teor de sólidos secos que são de 3 a 6 % e de 20 a 45 % para lodo líquido e lodo desidratado, respectivamente.

4 METODOLOGIA

Em vista a sistematizar a condução deste estudo rumo à consecução dos objetivos delineados anteriormente, dividiu-se, metodologicamente, este trabalho em cinco etapas direcionadas de forma complementar e às vezes concomitantes. Estas etapas foram: (1) caracterização da área de estudo, (2) levantamento de dados, (3) pré-dimensionamento de três sistemas de tratamento e (4) análise dos resultados e discussões.

Caracterização da área de estudo – constituiu-se por um levantamento dos predicados da área de estudo, visando obter informações, tanto perceptivas quanto em termos de dados, referentes à disponibilidade de área, perfil econômico dos moradores da localidade para posterior estimativa do consumo, temperatura média anual, característica de patrimônio histórico da localidade declarado pelo IPHAN, turismo, e problemas de saneamento que justificassem a presente abordagem.

Levantamento de dados - esta etapa concentrou-se no levantamento de parâmetros imprescindíveis para a etapa conseguinte, levando em consideração a caracterização posterior. Basicamente, obteve-se nesta etapa estimativas para a população e subsequentemente para a vazão de efluente. Quanto à estimativa da população, dividiu-se em três tipos distintos, a saber, população que reside no bairro, população frequentadora de bares e restaurantes e população flutuante. Para estimativa da população que reside no bairro, conduziu-se um levantamento da quantidade de pessoas por casa a partir da aplicação de questionários em um espaço amostral depois multiplicou-se este valor estimado pela quantidade de casas. Com relação a população frequentadora de bares e restaurantes, também por meio da aplicação de questionários, estimou-se a quantidade de clientes que utilizam estes serviços em alta temporada. Finalmente, quanto à população flutuante, coletou-se dados, junto à secretaria municipal de turismo da cidade, das capacidades dos estabelecimentos hoteleiros. Por fim, de posse da estimativa total da população, procedeu-se para a estimativa da vazão de efluente.

Pré-dimensionamento dos três sistemas de tratamento – nesta etapa foram elaborados pré-dimensionamentos dos sistemas de tratamento de efluentes seguintes: lodos ativados convencionais, sistema de filtros biológicos aeróbios e UASB combinado com lodos ativados. Estes pré-dimensionamentos centraram-se na obtenção de três parâmetros/indicativos para análise, sendo estes, área necessária, eficiência de remoção de substrato e quantidade de lodo gerado.

Análise dos resultados e considerações – de posse dos dados, parâmetros e indicativos obtidos a partir das etapas anteriores, pôde-se organizar e analisar os resultados de modo a esboçar considerações e propostas.

5 DESENVOLVIMENTO

5.1 Caracterização da área de estudo

A cidade de Piranhas se localiza no sertão alagoano, dista 280km da capital Maceió e possui uma temperatura média anual de 25.1°C. Piranhas, banhada pelo Rio São Francisco, se encontra entre os principais destinos turísticos de Alagoas e por isso tem sua economia baseada no turismo, onde encontra-se uma elevada concentração de bares, restaurantes e pousadas. Dentre os bairros existentes na cidade, destaca-se o Bairro Centro Histórico, consistindo na área de estudo do presente trabalho. A Figura 6 traz uma vista panorâmica do bairro em questão.



Figura 6. Foto do bairro Centro Histórico. Fonte: O Autor (2018).

O Bairro Centro Histórico vivencia alguns problemas de esgotamento sanitário, dentre os quais se pode citar: deficiências e patologias na rede coletora e falta de tratamento de esgoto.

Este é, essencialmente, o fato que motiva este trabalho. A Figura 7 mostra imagens do local onde o esgoto, sem tratamento algum, é lançado no Rio São Francisco. Esta área onde o esgoto é despejado encontra-se próxima do local de banho e, por ser acessível e exposta, não somente polui o ambiente, como também mancha as belezas naturais, descredibilizando-as frente aos turistas.



Figura 7. Imagens do local onde o esgoto é lançado no rio. Fonte: O Autor (2018).

O fato deste bairro ser tombado pelo IPHAN e possuir topografia desnivelada em meio ao bioma caatinga dificulta a construção de novos ambientes, em virtude da indisponibilidade de área e de burocracias por parte do órgão supramencionado. Diante do exposto, intenta-se buscar uma proposta de solução, em termos de um pré-dimensionamento de estações de tratamento, que necessite do mínimo de área possível.

Outra característica peculiar refere-se ao perfil socioeconômico da população que reside neste bairro, podendo ser considerado como classe de média, para o qual se adota uma taxa de contribuição de esgoto de $130L/hab.dia$ segundo a NBR 7229:1993.

5.2 Levantamento de dados: Determinação das vazões de projeto e população de contribuição.

Para a determinação destes valores de população e vazões de projeto foi necessário a divisão em três parcelas distintas de contribuição, estas a saber são: (1) *Parcela referente aos habitantes que residem no bairro*, (2) *Parcela referente à população frequentadora de bares e restaurantes* e (3) *Parcela referente à população flutuante*.

Onde as letras P e Q representam a população e a vazão, respectivamente de cada parcela, sendo P_1 e Q_1 referentes à parcela (1), sendo P_2 e Q_2 referentes à parcela (2) e sendo P_3 e Q_3 referentes à parcela (3).

Para a determinação da vazão total mínima foi utilizado o coeficiente de minoração $K_3 = 0,5$, para a vazão total máxima foi utilizado o coeficiente relativo ao dia de maior produção $K_1 = 1,2$ e para a hora de maior produção foi utilizado o coeficiente $K_2 = 1,5$. Pois, como frisa a NBR 9649, estes valores podem ser adotados quando inexistem dados locais comprovados oriundos de pesquisas para a determinação destes coeficientes.

5.2.1 Parcela referente aos habitantes que residem no bairro

- 649 casas (Dado obtido por meio do relatório do IPHAN, ANEXO A)
- Segundo o IBGE, houve queda de 9,6% na densidade domiciliar entre os Censos de 1991 e 2000. Em 2000, a média de moradores em domicílios particulares ocupados era de 3,8. Em 2010, o índice passou para 3,3. A tendência persiste, segundo o Instituto, tanto na área urbana quanto na área rural. Fazendo uma análise desse dado referente ao bairro em questão pode-se observar um valor médio de 3,4 habitantes por domicílio (Dado obtido por meio da Pesquisa de campo, APÊNDICE A). Então a média de habitantes por domicílio pode ser adotada como 3,4, visto que este possui representatividade local por meio da pesquisa, assim como também é um valor próximo à média nacional obtida no censo de 2010.
- Contribuição de esgoto de 130 Litros por habitante por dia.

População:

$$P_1 = 649 \text{casas} \times 3,4 \frac{\text{hab}}{\text{casa}}$$

$$P_1 = 2207hab$$

Vazão:

$$Q_1 = 130 \frac{L}{hab. dia} \times 2207hab$$

$$Q_1 = 286910 \frac{L}{dia}$$

5.2.2 Parcela referente à população frequentadora de bares e restaurantes

- 1800 Refeições diárias no período anual de maior visitação turística denominado como “Alta temporada” (Dado obtido por meio da Pesquisa de campo APÊNDICE B)
- Contribuição de esgoto de 25 Litros por refeição por dia (NBR 7229)

vazão:

$$Q_2 = 1800 \text{ Refeições} \times 25 \frac{L}{Refeição. dia}$$

$$Q_2 = 45000 \frac{L}{dia}$$

População: Para a determinação da população de contribuição desta vazão, foi necessário realizar uma interpolação baseada nos dados referentes à (1) Parcela referente aos habitantes que residem no bairro.

$$Q_1 = 286910 \frac{L}{dia} \leftrightarrow 2207hab$$

$$Q_2 = 45000 \frac{L}{dia} \leftrightarrow P_2$$

Assim, temos:

$$P_2 = 346hab$$

Esta população P_2 tem a função de representar por meio de habitantes a quantidade de esgoto e lodo gerado nos bares e restaurantes que atendem não somente aos inquilinos dos hotéis e pousadas presentes no Bairro Centro Histórico, mas sim de toda a cidade e região, visto que esta atração que atrai grande quantidade de pessoas além do potencial de hospedagem local.

5.2.3 Parcela referente à população flutuante

- A população flutuante P_3 de 597 habitantes foi obtida de acordo com os dados obtidos na secretaria de turismo da cidade (ANEXO B).

- Contribuição de esgoto de 80 litros por pessoa por dia em alojamento provisório (NBR 7229).

População:

$$P_3 = 597hab$$

Vazão:

$$Q_3 = 597hab \times 80 \frac{L}{hab.dia}$$

$$Q_3 = 38208 \frac{L}{dia}$$

5.2.4 População total contribuinte para a geração de esgoto

$$P = P_1 + P_2 + P_3 = 2207 + 346 + 597$$

$$P = 3150hab$$

5.2.5 Vazões totais

$$Q_{méd} = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 370118 \frac{L}{dia} \cong 4,3 \frac{L}{s}$$

$$Q_{min} = Q_{méd} \times K_3 = 2,15 \frac{L}{s}$$

$$Q_{máx} = Q_{méd} \times K_1 \times K_2 \cong 7,74 \frac{L}{s}$$

5.3 Pré-dimensionamento dos três sistemas de tratamento

5.3.1 Sistema 1 – Tratamento preliminar, decantador primário, tanque de aeração e decantador secundário

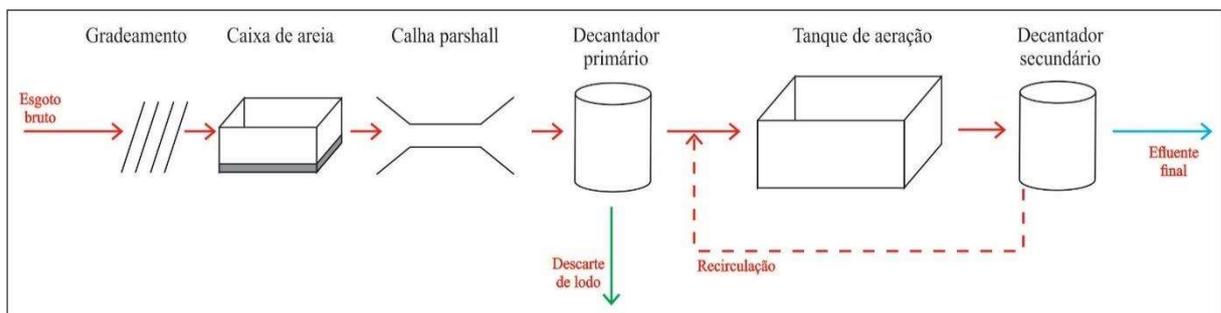


Figura 8. Imagem esquemática do Sistema 1 de tratamento. Fonte: O Autor (2018).

5.3.1.1 Tratamento Preliminar

a) Escolha da calha parshall

Para atender ao intervalo que vai da vazão mínima de $7,74\text{m}^3/\text{h}$ até a vazão máxima de $27,864\text{m}^3/\text{h}$ é necessário a utilização da **calha de 6''**, conforme pode-se observar na Tabela 7 que está ilustrada abaixo com apenas os valores das calhas de 3'', 6'' e 9''.

Tabela 7. Determinação da largura da garganta de acordo com a vazão

Largura da Garganta	Capacidade de Vazão	
	Min	Max
W (inch)	(m^3/h)	(m^3/h)
3''	3,06	115
6''	5,10	398
9''	9,17	907

Fonte: ASTM 1941:1975

Na Tabela 8 pode-se observar todas as dimensões da calha de 6'', os quais são apresentados no trecho da tabela abaixo.

Tabela 8. Determinação das dimensões da calha

DIMENSÕES															
W	A	2/3A	B	C	D	E	T	G	K	M	N	P	R	X	Y
[inch]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]										
6''	621	414	610	394	397	610	305	610	76.2	305	114.3	902	406	50.8	76.2

Fonte: ASTM 1941:1975

Na Tabela 05 pode-se obter os valores de n e k necessários para a formulação da equação da calha, onde $n = 1,58$ e $k = 1371,6$, conforme pode ser observado na equação abaixo:

$$Q = 1371,6 \times H^{1,58}$$

A partir desta equação pode-se calcular H_{min} e $H_{máx}$.

$$H_{min} = \left(\frac{Q_{min}}{1371,6} \right)^{\frac{1}{1,58}} = \left(\frac{7,74}{1371,6} \right)^{\frac{1}{1,58}} = 0,03775\text{m}$$

$$H_{máx} = \left(\frac{Q_{máx}}{1371,6} \right)^{\frac{1}{1,58}} = \left(\frac{27,864}{1371,6} \right)^{\frac{1}{1,58}} = 0,08492\text{m}$$

b) Cálculo do rebaixo z à entrada da calha

$$\frac{Q_{min}}{Q_{máx}} = \frac{H_{min} - z}{H_{máx} - z} \rightarrow z = 0,02\text{m} = 2\text{cm}$$

c) Cálculo da grade

Nesta etapa foi adotado o uso grade fina com barras de ferro com espessura(t) de 25mm e espaçamento(a) de 15mm.

c1. Eficiência (E)

$$E = \frac{a}{t + a} = \frac{15}{25 + 15}$$

$$E = 0,75 = 75\%$$

c2. Determinação da área útil (A_u) adotando uma velocidade de passagem de 0,8m/s

$$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v} = \frac{0,00774m^3/s}{0,8m/s} = 0,009675m^2$$

c3. Área da sessão do canal (S)

$$S = \frac{A_u}{E} = \frac{0,009675m^2}{0,75} = 0,0129m^2$$

c4. Largura do canal da grade (b)

$$b = \frac{S}{H_{m\acute{a}x} - Z} = 0,1987m$$

c5. Comprimento do canal da grade (L_{grade})

Para este foi adotado um canal de 2m

c6. Profundidade do canal da grade (H_{grade})

O cálculo desta dimensão foi feito somando o rebaixo (z) à entrada da calha com a profundidade da calha na garganta (E).

$$H_{grade} = z + E = 2cm + 61cm$$

$$H_{grade} = 63cm$$

c7. Perda de carga na grade (ΔH)

- Grade limpa

$$\Delta H = 1,43 \times \frac{0,8^2 - 0,6^2}{2 \times 9,81} = 0,02m$$

- Grade suja (obstruída em 50% da área de passagem)

$$\Delta H = 1,43 \times \frac{(2 \times 0,8)^2 - 0,6^2}{2 \times 9,81} = 0,16m$$

d) Cálculo da caixa de areia

d1. Área (A)

Para o cálculo desta área, foi adotada uma velocidade de aproximação (v) de $0,3m/s$. Afim de promover a decantação da areia sem a deposição de matéria orgânica.

$$A = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v} = \frac{0,00774m^3/s}{0,3m/s} = 0,0258m^2$$

d2. Largura (B)

$$B = \frac{A}{H_{m\acute{a}x} - Z} = \frac{0,0258m^2}{0,08275m - 0,02m} = 0,3974m$$

d3. Verificação de Q_{min}

$$\text{Para } Q_{min} = 2,15 \frac{L}{s} \rightarrow H_{min} = 0,03775m$$

$$H_{min} - Z = 0,01775m \rightarrow v = \frac{0,00215 \frac{m^3}{s}}{0,3974m \times 0,01775m}$$

$$v = 0,3m/s$$

d4. Cálculo do comprimento (L)

$$L = 22,5(H_{m\acute{a}x} - Z) = 22,5(0,08492m - 0,02m)$$

$$L = 1,46m$$

d5. Taxa de escoamento superficial

A para o dimensionamento de dispositivos de remoção de areia a NBR 12.209/2011 recomenda que a taxa de escoamento superficial com base na vazão máxima resulte na faixa de $(600 \text{ a } 1300) m^3/m^2 \cdot dia$.

$$\frac{Q}{A_s} = \frac{7,74L/s \times 86,4}{1,46m \times 0,3974m} = 1152,6m^3/m^2 \cdot dia$$

d6. Cálculo do rebaixo de areia

Para uma taxa de $30L$ para cada $1000m^3$ de esgoto tem-se:

$$V = 0,03 \frac{L}{m^3} \times 4,3 \frac{L}{s} \times 86,4 = 11,15L$$

Altura de areia por dia (h_{dia})

$$h_{dia} = \frac{0,01115m^3}{1,46m \times 0,3974m} \cong 2cm/dia$$

Então para uma autonomia de 10 dias, torna-se necessário um rebaixo de areia de 20cm.

e) Tabela resumo – Tratamento Preliminar

Tabela 9. Resumo do pré-dimensionamento do tratamento preliminar.

Calha Parshall	
Tipo de calha	6''
Lâmina d'água	$H_{min} = 0,03775 m$ $H_{máx} = 0,08492 m$
Rebaixo z	2 cm
Canal da grade	
Eficiência	75%
Área útil	$0,009675 m^2$
Área da sessão do canal (S)	$0,0129 m^2$
Largura do canal da grade (b)	$0,1987 m$
Comprimento do canal da grade (L_{grade})	2 m
Profundidade do canal da grade (H_{grade})	63 cm
Perda de carga na grade (ΔH)	Grade limpa: 0,02 m Grade suja: 0,16 m
Caixa de areia	
Área (A)	$0,0258 m^2$
Largura (B)	$0,3974 m$
Comprimento (L)	$1,46 m$
Taxa de escoamento superficial	$1152,6 m^3/m^2.dia$
Rebaixo de areia	20 cm

Fonte: O autor (2018).

5.3.1.2 Decantador primário

Segundo a NBR 12209/2011 quando o decantador primário é seguido de reator de lodos ativados a taxa de escoamento superficial deve ser igual ou inferior a $90m^3/m^2.dia$, então para esta foi adotado uma taxa de $60m^3/m^2.dia$ visando uma melhor decantação.

$$q_{A,máx} = 60m^3/m^2.dia$$

a) Área superficial (A_S)

$$A_S = \frac{Q_{máx}}{q_{A,máx}} = \frac{(7,74 \times 86,4)m^3/dia}{60m^3/m^2.dia}$$

$$A_S = 11,15m^2$$

b) Diâmetro (d)

$$A_S = \frac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow d = 3,77m$$

c) Profundidade (h)

$$Td_{Q_{m\acute{a}x}} = 1h$$

$$Td_{Q_{m\acute{a}x}} = \frac{V}{Q_{m\acute{a}x}} \rightarrow V = Td_{Q_{m\acute{a}x}} \times Q_{m\acute{a}x} \rightarrow V = 27,864m^3$$

$$h = \frac{V}{A_S} = \frac{27,864m^3}{11,15m^2} = 2,5m$$

d) Produção de lodo (P_L)

Segundo a NBR 12209/2011 para produção per capita de lodo primário pode ser considerado o valor de $60gSS/hab.dia$.

Conforme Jordão e Pessoa (2014) a eficiência do decantador primário convencional na remoção de sólidos em suspensão é de 40 a 50%. Para tal estimativa foi adotado um valor de 50%.

$$P_L = 0,06 \frac{kgSS}{hab.dia} \times \frac{50}{100} \times 3150hab$$

$$P_L = 94,5kg/dia$$

e) Eficiência (E)

Os decantadores primários sendo operados às condições de escoamento normalmente adotadas em seus projetos apresentam eficiência de 40 a 60% para a remoção de sólidos em suspensão e cerca de 30 a 40% em eficiência na remoção de DBO. Então para este é considerada uma eficiência de 30% para a remoção de DBO.

f) Tabela resumo – Decantador primário

Tabela 10. Resumo do pré-dimensionamento do decantador primário.

DECANTADOR PRIMÁRIO	
Área superficial (A_S)	11,15 m^2
Diâmetro (d)	3,77 m
Profundidade (h)	2,5 m
Produção de lodo (P_L)	94,5 kg/dia
Eficiência (E)	30%

Fonte: O autor (2018).

5.3.1.3 Tanque de Aeração

$$População = 3150hab$$

$$Q_{méd} = 4,3 \frac{L}{s} = 371,52 \frac{m^3}{dia}$$

$$Q_{\text{máx}} = 7,74 \frac{L}{s} = 668,74 \frac{m^3}{dia}$$

$$carga = 0,054 \frac{kg}{hab. dia} \times 3150 hab = 170,1 \frac{kgDBO}{dia}$$

a) Volume do tanque de aeração (V_{TA})

Considerando o decantador primário com eficiência de 30%, temos como carga para o reator de lodos ativados uma porcentagem de 70% da carga total.

$$carga = 170,1 \frac{kgDBO}{dia} \times 0,7 = 119,07 \frac{kgDBO}{dia}$$

Considerando-se o fator de carga $f = 0,22 \text{ kgDBO/kgSS. dia}$, correspondente à relação $(A/M) = 0,28 \text{ kgDBO / kgSSV. dia}$ e a concentração de $3,2 \text{ kg SS / m}^3$ no tanque de aeração, correspondente à concentração de SSV de $2,56 \text{ kg/m}^3$, tem-se o seguinte volume necessário de tanques de aeração:

$$V_{TA} = \frac{119,07 \frac{kgDBO}{dia}}{3,2 \frac{kgSS}{m^3} \times 0,22 \frac{kgDBO}{kgSS. dia}} = 169,14 m^3$$

b) Dimensões do tanque adotadas:

$$\text{Comprimento} = 9,2m$$

$$\text{Largura} = 9,2m$$

$$\text{Profundidade} = 2m$$

$$\text{Profundidade Total} = 3m$$

c) Volume útil resultante (V_u)

$$V_u = 9,2m \times 9,2m \times 2m$$

$$V_u = 169,28 m^3$$

d) Fator de carga resultante

$$f = \frac{119,07 \frac{kgDBO}{dia}}{169,28 m^3 \times 3,2 \frac{kgSS}{m^3}} = 0,22 d^{-1}$$

e) Tempo de detenção hidráulico resultante

$$TDH = \frac{169,28m^3}{371,52 \frac{m^3}{dia} \times \frac{1dia}{24h}} = 10,94h$$

f) Vazão de retorno de lodo

A vazão de retorno de lodo será estimada por meio da razão de recirculação $r = Q_r/Q$, para esta considerou-se que o lodo sedimentado no fundo do decantador secundário possui uma concentração de $8kg/m^3$ (dado típico). Fez-se um balanço de massa de sólidos em suspensão no decantador secundário, desprezando-se a perda com o efluente final. Então para $X = 3,2kg/m^3$ e $X_r = 8kg/m^3$, tem-se:

$$(Q + Q_r)X = Q_r X_r$$

Dividindo-se ambos os lados da equação por Q e fazendo-se $r = Q_r/Q$, tem-se:

$$(1 + r) \times 3,2 = r \times 8$$

Então, $r = 0,67$. Consequentemente $Q_r = 2,881L/s$

g) Produção de Lodo Biológico (P_L)

Considerando a produção de lodo a uma taxa $\Delta X = 0,65 \frac{kgSS}{kgDBO}$, tem-se:

$$P_L = 0,65 \frac{kgSS}{kgDBO} \times 119,07 \frac{kgDBO}{dia}$$

$$P_L = 77,4 \frac{kgSS}{dia}$$

5.3.1.4 Decantador secundário

a) Área superficial do decantador (A_s)

Adotando-se uma taxa de aplicação de sólidos $G_A = 4,0 kg SS / m^2 \cdot h$, tem-se a seguinte área superficial necessária de decantadores secundários:

$$G_A = \frac{(Q + Q_r)X}{A_s} \rightarrow A_s = \frac{(Q + Q_r)X}{G_A}$$

$$A_s = \frac{1,67 \times \left(371,52 \frac{m^3}{24h} \right) \times 3,2 \frac{kgSS}{m^3}}{4,0 \frac{kgSS}{m^2h}}$$

$$A_s = 20,7m^2$$

b) Diâmetro (d)

$$\frac{\pi \times d^2}{4} = 20,7m^2 \rightarrow d \cong 5,14m$$

c) Área corrigida (A_s)

$$A_s = 20,75m^2$$

d) Taxa de aplicação de sólidos resultante (G_R)

Segundo a NBR 12209/2011, a taxa de aplicação de sólidos obtida para o decantador secundário deve ser igual ou inferior a $144 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{dia}$:

$$G_R = \frac{(Q + Q_R)x}{A_s} = \frac{1,67 \times \left(371,52 \frac{m^3}{24h}\right) \times 3,2 \frac{kgSS}{m^3}}{20,75m^2}$$

$$G_R = 3,99 \frac{kgSS}{m^2h} = 95,76 \frac{kgSS}{m^2dia}$$

e) Taxa de escoamento superficial resultante

$$q_A = \frac{Q}{A_s} = \frac{371,52 \frac{m^3}{dia}}{20,75m^2}$$

$$q_A = 17,9m^3/m^2 \cdot dia$$

f) Volume útil (V_u)

$$V_u = 20,75m^2 \times 2,5m$$

$$V_u = 51,875m^3$$

g) Tempo de detenção hidráulica (TDH)

Este, que conforme a norma NBR 12209/1992 deve ser inferior a 3h para a vazão máxima e superior a 1h para a vazão média.

$$TDH_{Qméd} = \frac{51,875m^3}{371,52 \frac{m^3}{24h}}$$

$$TDH_{Qméd} = 3,35h$$

$$TDH_{Q_{m\acute{a}x}} = \frac{51,875m^3}{668,74 \frac{m^3}{24h}}$$

$$TDH_{Q_{m\acute{a}x}} = 1,86h$$

h) Tabela resumo – Reator de Lodos Ativados

Tabela 11. Resumo do pré-dimensionamento do reator de lodos ativados.

Tanque de Aeração	
Volume do tanque de aeração (V_{TA})	$169,14m^3$
Dimensões	<i>Comprimento = 9,2 m Largura = 9,2 m Profundidade = 2 m Profundidade Total = 3 m</i>
Volume útil resultante (V_u)	$169,28 m^3$
Fator de carga	$0,22 d^{-1}$
Tempo de detenção hidráulico	$10,94 h$
Vazão de recirculação (Q_r)	$2,881 L/s$
Produção de Lodo Biológico (P_L)	$77,4 kgSS/dia$
Decantador secundário	
Área superficial (A_S)	$20,75 m^2$
Diâmetro (d)	$5,14 m$
Taxa de aplicação de sólidos resultante (G_R)	$95,76 kgSS/m^2 \cdot dia$
Taxa de escoamento superficial (q_A)	$17,9 m^3/m^2 \cdot dia$
Volume útil (V_u)	$51,875 m^3$
Tempo de detenção hidráulica (TDH)	$TDH_{Q_{m\acute{e}d}} = 3,35 h$ $TDH_{Q_{m\acute{a}x}} = 1,86 h$
Produção de lodo (P_L)	$94,5 kg/dia$

Fonte: O autor (2018).

5.3.1.5 Eficiência global do sistema 1

Para o reator de lodos ativados, foi adotada uma eficiência de 90% em remoção de DBO, visto que estes reatores podem apresentar eficiências que variam de 85 a 95%.

$$E_g = 1 - [(1 - E_1)(1 - E_2)]$$

$$E_g = 1 - [(1 - 30\%)(1 - 90\%)]$$

$$E_g = 93\%$$

5.3.1.6 Vista em planta

Por meio da Figura 9 pode-se observar a vista aérea do bairro em questão com a representação em vermelho dos dispositivos que fazem parte do sistema 1 (decantador primário, tanque de aeração e decantador secundário).

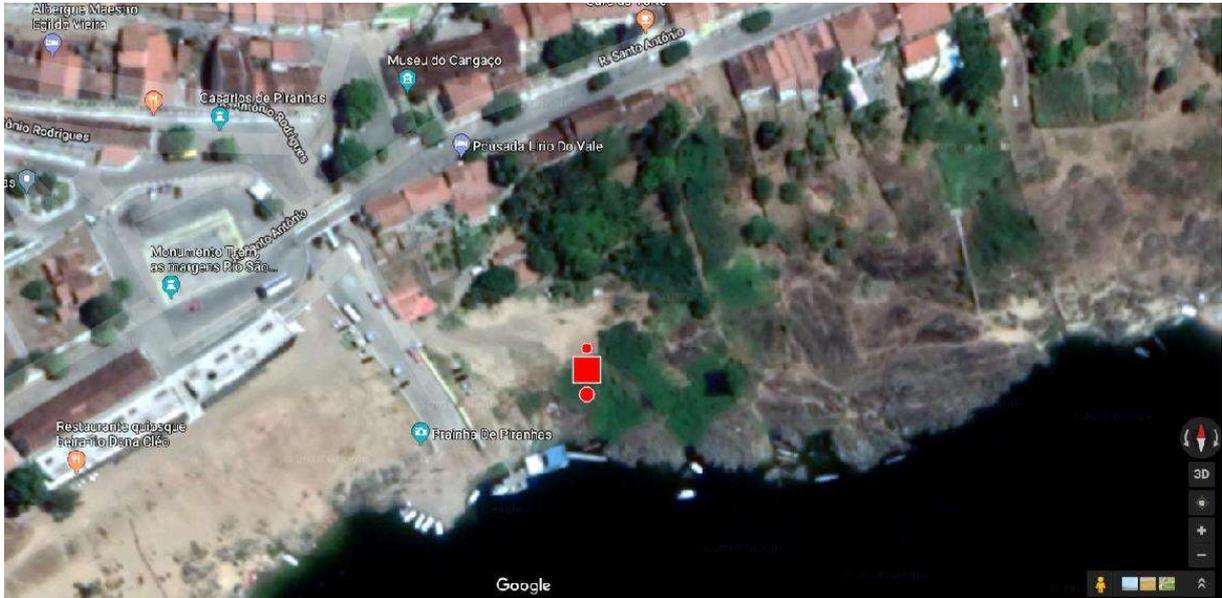


Figura 9. Vista aérea do Bairro Centro Histórico com projeção em planta do sistema 1. Fonte: Adaptado de Google Maps (2018).

5.3.2 Sistema 2 – Tratamento preliminar, decantador primário, filtro biológico e decantador secundário

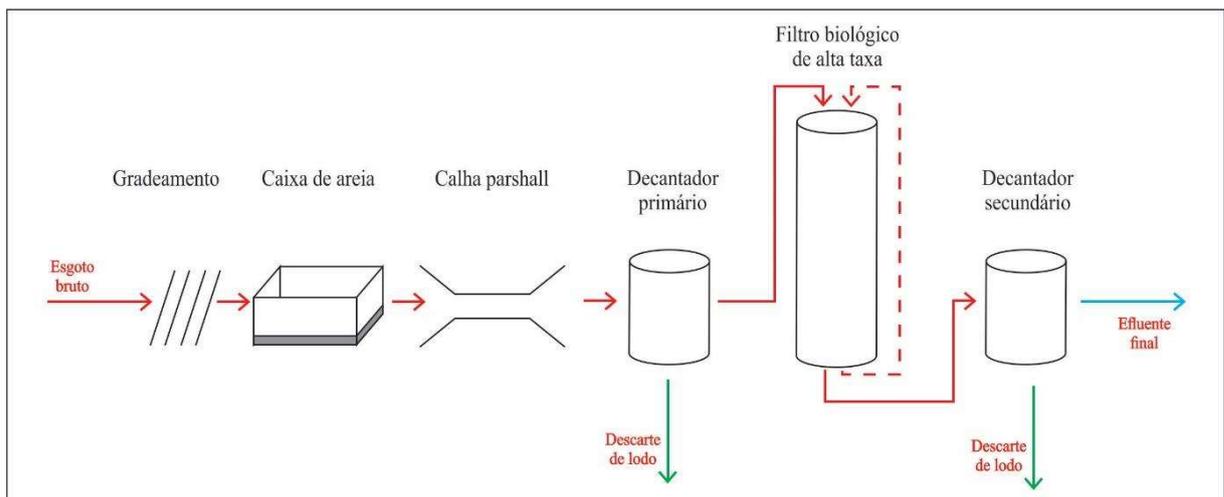


Figura 10. Imagem esquemática do Sistema 2 de tratamento. Fonte: O Autor (2018).

5.3.2.1 Tratamento Preliminar

O dimensionamento do tratamento preliminar é único e está presente em todos os 3 sistemas de tratamento, então, este item segue conforme o dimensionamento presente no item 4.3.1.1.

5.3.2.2 Decantador primário

Segundo a NBR 12209/2011 quando o decantador primário é seguido de filtração a taxa de escoamento superficial deve ser igual ou inferior a $60m^3/m^2.dia$, então para esta foi adotado uma taxa de $40m^3/m^2.dia$ visando uma melhor decantação.

$$q_{A,máx} = 40m^3/m^2.dia$$

a) Área superficial (A_S)

$$A_S = \frac{Q_{máx}}{q_{A,máx}} = \frac{(7,74 \times 86,4)m^3/dia}{40m^3/m^2.dia}$$

$$A_S = 16,72m^2$$

b) Diâmetro (d)

$$A_S = \frac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow d = 4,62m$$

c) Profundidade (h)

$$Td_{Q_{máx}} = 1h$$

$$Td_{Q_{máx}} = \frac{V}{Q_{máx}} \rightarrow V = Td_{Q_{máx}} \times Q_{máx} \rightarrow V = 26,748m^3$$

$$h = \frac{V}{A_S} = \frac{26,748m^3}{16,72m^2} = 1,6m$$

d) Produção de lodo

Segundo a NBR 12209/2011 para produção per capita de lodo primário pode ser considerado o valor de $60gSS/hab.dia$.

Conforme Jordão e Pessoa (2014) a eficiência do decantador primário convencional na remoção de sólidos em suspensão é de 40 a 50%. Para tal estimativa foi adotado um valor de 50%.

$$P_L = 0,06 \frac{kgSS}{hab.dia} \times \frac{50}{100} \times 3150hab$$

$$P_L = 94,5kg/dia$$

e) Eficiência (E)

Os decantadores primários sendo operados às condições de escoamento normalmente adotadas em seus projetos apresentam eficiência de 40 a 60% para a remoção de sólidos em suspensão e cerca de 30 a 40% em eficiência na remoção de DBO. Então para este é considerada uma eficiência de 30% para a remoção de DBO.

f) Tabela resumo – Decantador Primário

Tabela 12. Resumo do pré-dimensionamento do decantador primário.

DECANTADOR PRIMÁRIO	
Área superficial (A_s)	16,72 m ²
Diâmetro (d)	4,62 m
Profundidade (h)	1,6 m
Produção de lodo (P_L)	94,5 kg/dia
Eficiência (E)	30%

Fonte: O autor (2018).

5.3.2.3 Filtro Biológico – Alta Taxa

$$População = 3150hab$$

$$Q_{méd} = 4,3 \frac{L}{s} = 371,52 \frac{m^3}{dia} = 15,48 \frac{m^3}{h}$$

$$carga = 0,054 \frac{kg}{hab. dia} \times 3150hab = 170,1 \frac{kgDBO}{dia}$$

a) Determinação da vazão de recirculação

Nesta etapa admite-se a DBO dos esgotos à entrada do filtro, após a mistura com a vazão de recirculação como sendo $S_i = 100mg/l$ e a DBO afluente à saída do filtro $S_e = 20mg/l$.

$$S_i = \frac{S_o + (r \times S_e)}{1 + r}$$

Então, faz se necessário o cálculo da concentração de DBO do esgoto. Onde é admitido que o decantador primário possui eficiência de 30% em remoção de DBO. Assim, temos:

$$DBO \text{ do esgoto} = \frac{170,1 \frac{kgDBO}{dia}}{371,52 \frac{m^3}{dia}} = 0,456 \frac{kg}{m^3} = 456 \frac{mg}{L}$$

Retirando 30% desta DBO referente à remoção de DBO proporcionada pelo decantador primário, tem-se:

$$DBO \text{ à entrada do filtro} \rightarrow S_o = 456 \frac{mg}{L} \times 0,7 \rightarrow S_o = 319,2 \frac{mg}{L}$$

Então, a partir do valor de S_o pode calcular a vazão de recirculação.

$$100 = \frac{319,2 + (r \times 20)}{1 + r} \rightarrow r = 2,74$$

$$Q_r = 11,782 \frac{L}{s} = 1018 \frac{m^3}{dia} = 42,42 \frac{m^3}{h}$$

b) Determinação da carga de DBO afluente ao filtro.

$$Carga\ DBO = (Q_{med} + Q_r) \times S_i = \left(371,52 \frac{m^3}{dia} + 1018 \frac{m^3}{dia} \right) \times 0,1 \frac{kg}{m^3}$$

$$Carga\ DBO = 138,952 \frac{kg}{dia}$$

c) Volume útil (V_{FB})

Para esta etapa foi adotado o plástico como material de enchimento o qual possui taxa de aplicação volumétrica de $1,2kg/m^3 \cdot dia$. Então:

$$V_{FB} = \frac{138,952 \frac{kg}{dia}}{1,2 \frac{kg}{m^3 \cdot dia}} = 115,8m^3$$

d) Área superficial (A_{FB})

Adotou-se uma profundidade útil de $4m$.

$$A_{FB} = \frac{115,8m^3}{4m} = 28,95m^2$$

e) Diâmetro (d)

$$d = \sqrt{\frac{4 \times A_{FB}}{\pi}} = 6,1m$$

f) Verificação da taxa de escoamento superficial

$$\frac{Q_{med}}{A_s} = \frac{371,52 \frac{m^3}{dia}}{28,95m^2} = 12,83 \frac{m^3}{m^2 \cdot dia}$$

g) Eficiência (E)

$$E = \frac{S_o - S_i}{S_o} = \frac{319,2 \frac{mg}{L} - 20 \frac{mg}{L}}{319,2 \frac{mg}{L}}$$

$$E = 93,7\%$$

h) Tabela resumo – Filtro Biológico

Tabela 13. Resumo do pré-dimensionamento do filtro biológico.

FILTRO BIOLÓGICO	
vazão de recirculação (Q_r)	$42,42 \text{ m}^3/\text{h}$
Volume útil (V_{FB})	$115,8 \text{ m}^3$
Área superficial (A_{FB})	$28,95 \text{ m}^2$
Diâmetro (d)	$6,1 \text{ m}$
Taxa de escoamento superficial	$12,83 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$
Eficiência (E)	$93,7\%$

Fonte: O autor (2018).

5.3.2.4 Decantador secundário

Segundo a NBR 12209/2011, no decantador final para sistema de filtração biológica a taxa de escoamento superficial deve ser igual ou inferior a $24 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e este deve ser dimensionado em função da vazão média de esgoto.

$$q_A = 24 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

a) Área superficial (A_S)

$$A_S = \frac{Q_{méd}}{q_A} = \frac{(4,3 \times 86,4) \text{ m}^3/\text{dia}}{24 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}}$$

$$A_S = 15,48 \text{ m}^2$$

b) Diâmetro (d)

$$A_S = \frac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow d = 4,45 \text{ m}$$

c) Profundidade (h)

$$Td_{Q_{méd}} = 1,5h$$

$$Td_{Q_{méd}} = \frac{V}{Q_{méd}} \rightarrow V = Td_{Q_{méd}} \times Q_{méd} = 1,5h \times 15,48 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \rightarrow V = 22,23 \text{ m}^3$$

$$h = \frac{V}{A_S} = \frac{22,23 \text{ m}^3}{4,45 \text{ m}^2} = 5 \text{ m}$$

d) Produção de lodo (P_L)

Para a produção de lodo foi calculada a eficiência do conjunto decantador primário e filtro biológico, a partir disto foi calculada a produção do lodo do decantador secundário em relação ao decantador primário, para isto, foi feita a consideração de que a remoção de DBO seria proporcional a remoção de matéria orgânica.

$$E = 1 - [(1 - E_{dec,primário})(1 - E_{filtro})]$$

$$E = 1 - [(1 - 30\%)(1 - 93,7\%)]$$

$$E = 95,6\%$$

$$P_{L_{dec.secundário}} = P_{L_{dec.primário}} \times (100\% - 95,5\%)$$

$$P_{L_{dec.secundário}} = P_{L_{dec.primário}} \times 4,4\%$$

$$P_L = 4,89 \text{ kg/dia}$$

e) Eficiência (E)

Os decantadores sendo operados às condições de escoamento normalmente adotadas em seus projetos apresentam eficiência de 40 a 60% para a remoção de sólidos em suspensão e cerca de 30 a 40% em eficiência na remoção de BDO. Então adotou-se uma eficiência de 30% em remoção de DBO para o decantador secundário.

g) Tabela resumo – Filtro Biológico

Tabela 14. Resumo do pré-dimensionamento do decantador secundário.

DECANTADOR SECUNDÁRIO	
Área superficial (A_S)	15,48 m^2
Diâmetro (d)	4,45 m
Profundidade (h)	5 m
Produção de lodo (P_L)	4,89 kg/dia

Fonte: O autor (2018).

5.3.2.5 Eficiência global do sistema 2

$$E_g = 1 - [(1 - 30\%)(1 - 93,7\%)(1 - 30\%)]$$

$$E_g = 96,9\%$$

5.3.2.6 Vista em planta

Por meio da Figura 11 pode-se observar a vista aérea do bairro em questão com a representação em vermelho dos dispositivos que fazem parte do sistema 2 (decantador primário, filtro biológico e decantador secundário).

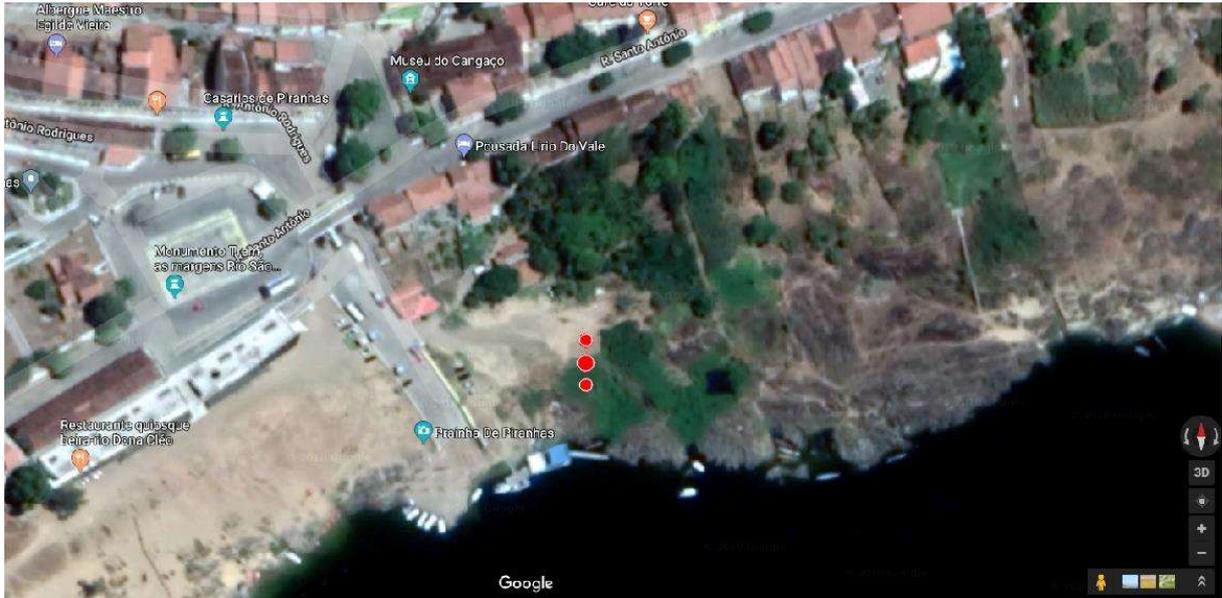


Figura 11. Vista aérea do Bairro Centro Histórico com projeção em planta do sistema 2. Fonte: Adaptado de Google Maps (2018).

5.3.3 Sistema 3 – Tratamento preliminar, reator UASB, filtro biológico

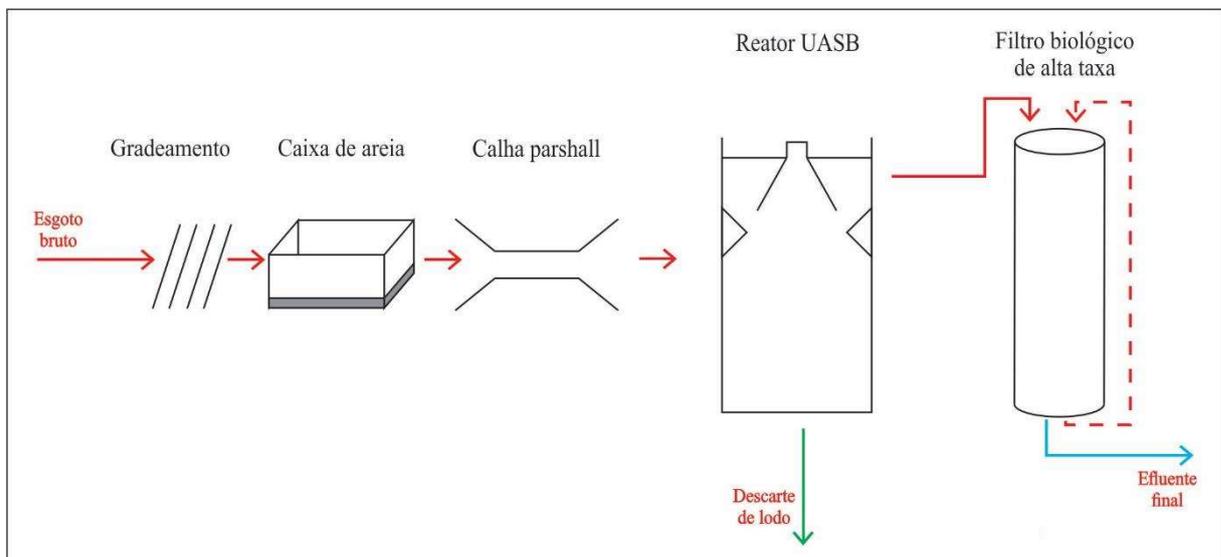


Figura 12. Imagem esquemática do Sistema 3 de tratamento. Fonte: O Autor (2018).

5.3.3.1 Tratamento Preliminar

O dimensionamento do tratamento preliminar é único e está presente em todos os 3 sistemas de tratamento, então, este item segue conforme o dimensionamento presente no item 4.3.1.1.

5.3.3.2 Reator UASB

$$\text{População} = 3150\text{hab}$$

$$Q_{\text{méd}} = 4,3 \frac{L}{s} = 371,52 \frac{m^3}{\text{dia}} = 15,48 \frac{m^3}{h}$$

$$Q_{\text{máx}} = 7,74 \frac{L}{s} = 668,736 \frac{m^3}{\text{dia}} = 27,864 \frac{m^3}{h}$$

$$\text{carga} = 0,054 \frac{kg}{\text{hab. dia}} \times 3150\text{hab} = 170,1 \frac{kg\text{DBO}}{\text{dia}}$$

a) Volume útil do reator UASB (V)

O tempo de detenção hidráulica para a vazão média deve ser igual ou superior a 6 horas, porém, no presente dimensionamento foi adotado um tempo de detenção hidráulica de 6 horas para a vazão máxima, fato que favorece a eficiência da operação do reator. Então, a partir deste tempo pode-se calcular o volume útil do reator.

$$V = Q_{\text{máx}} \times t = 27,864 \frac{m^3}{h} \times 6h$$

$$V = 167,2m^3$$

b) Altura útil ($h_{\text{útil}}$)

Para a altura útil (zona de manto de lodo e zona de decantação) foi adotado uma altura de 4,5m.

c) Área da base (A)

$$A = \frac{V}{h_{\text{útil}}} = \frac{167,2m^3}{4,5m}$$

$$A = 37,16m^2$$

Para determinação das dimensões da base considerou-se que a o comprimento (C) é o dobro da largura(L), ou seja, $C=2L$. Assim temos:

$$C \times L = A$$

$$2L \times L = 37,16m^2$$

$$L = 4,31m$$

$$L_{\text{base}} = 4,35m$$

$$C_{\text{base}} = 8,7m$$

Então, como área resultante temos: $A = 4,35m \times 8,7m = 37,845m^2$

d) Volume resultante (V)

$$V = 4,35m \times 8,7m \times 4,5m = 170,3025m^3$$

e) Tempo de detenção hidráulica resultante (TDH_{res})

$$TDH_{res} = \frac{V}{Q_{máx}} = \frac{170,3025m^3}{26,75 m^3/h} = 6,22h$$

f) Velocidade ascensional na zona de manto de lodo (V_{asc})

Segundo à norma a V_{asc} deve ser de 0,7 a 1m/h

$$V_{asc} = \frac{Q}{A} = \frac{27,864 m^3/h}{37,845m^2}$$

$$V_{asc} = 0,74m/h$$

g) Velocidade de passagem para a zona de decantação (V_p)

Segundo à norma a V_p deve ser de no máximo 4m/h.

Para o cálculo desta considerou-se uma distância 40cm da parede do reator até a aba do chapéu.

$$V_p = \frac{27,864 m^3/h}{2 \times 0,4m \times 8,7m}$$

$$V_p = 3,2m/h$$

h) Velocidade de escoamento à superfície da zona de decantação (q_A)

Segundo à norma a q_A deve ser de no máximo $1,25m^3/m^2h$.

Para o cálculo desta considerou-se uma calha de coleta de 25cm de largura.

$$q_A = \frac{27,864 m^3/h}{2 \times 8,7m \times (4,35 - 0,6 - 0,25 - 0,25)m}$$

$$q_A = 0,493m^3/m^2h$$

i) Produção de lodo (P_L)

Para este considerou-se uma produção de $0,2kgSS/kgDQO$ aplicada, e que a carga de DQO é 1,85 vezes a carga de DBO. Então:

$$P_L = 0,2 \frac{kgSS}{kgDQO} \times 170,1 \frac{kgDBO}{dia} \times 1,85$$

$$P_L = 62,937 \frac{kgSS}{dia}$$

j) Eficiência do reator

O uso de reatores UASB, quando bem operados, tem a capacidade de redução de DBO na faixa de 60 a 75% no tratamento de esgoto doméstico.

Para fins de cálculo, foi adotado para este reator uma eficiência de 65% na remoção de DBO.

k) Carga de DBO residual

$$0,35 \times 170,1 \frac{kgDBO}{dia} = 59,535 \frac{kgDBO}{dia}$$

l) Tabela resumo – Reator UASB

Tabela 15. Resumo do pré-dimensionamento do reator UASB.

REATOR UASB	
Volume útil do reator UASB (V)	$170,3025 \text{ m}^3$
Altura útil ($h_{\text{útil}}$)	$4,5 \text{ m}$
Área da base (A)	$37,16 \text{ m}^2$
Tempo de detenção hidráulica resultante (TDH_{res})	$6,22 \text{ h}$
Velocidade ascensional na zona de manto de lodo (V_{asc})	$0,74 \text{ m/h}$
Velocidade de passagem para a zona de decantação (V_p)	$3,2 \text{ m/h}$
Velocidade de escoamento à superfície da zona de decantação (q_A)	$0,493 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$
Eficiência do reator (E)	65%
Produção de lodo (P_L)	$62,937 \text{ kg/dia}$
Carga de DBO residual	$59,535 \text{ kg/dia}$

Fonte: O autor (2018).

m) Desenho

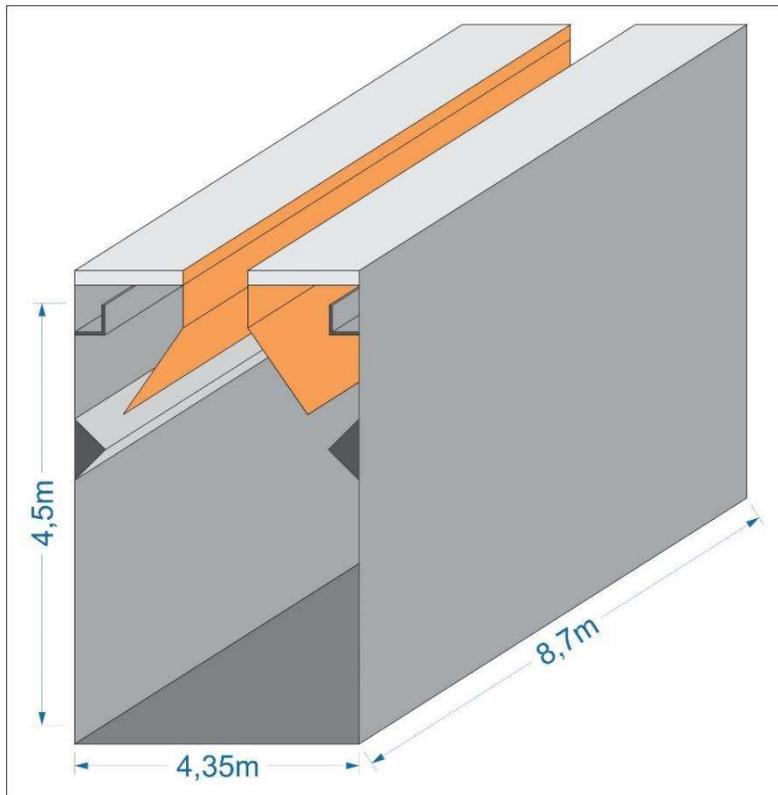


Figura 13. Imagem esquemática do reator UASB. Fonte: O Autor (2018).

5.3.3.3 Filtro biológico

$$\text{População} = 3150\text{hab}$$

$$Q_{\text{méd}} = 4,3 \frac{\text{L}}{\text{s}} = 371,52 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} = 15,48 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

A carga de DBO residual do reator UASB agora é a carga afluenta ao filtro biológico.

$$\text{carga} = 59,535 \frac{\text{kgDBO}}{\text{dia}}$$

a) Determinação da vazão de recirculação

Nesta etapa admite-se a DBO dos esgotos à entrada do filtro, após a mistura com a vazão de recirculação como sendo $S_i = 100\text{mg/L}$ e a DBO afluenta à saída do filtro $S_e = 20\text{mg/L}$.

$$S_i = \frac{S_o + (r \times S_e)}{1 + r}$$

Então, faz se necessário o cálculo da concentração de DBO do esgoto afluenta ao filtro (S_o).

$$S_o = \frac{59,535 \frac{kg DBO}{dia}}{371,52 \frac{m^3}{dia}} = 0,16024 \frac{kg}{m^3} = 160,24 \frac{mg}{L}$$

Então, a partir do valor de S_o pode calcular a vazão de recirculação.

$$100 = \frac{160,24 + (r \times 20)}{1 + r} \rightarrow r = 0,753$$

$$Q_r = 3,24 \frac{L}{s} = 279,94 \frac{m^3}{dia} = 11,66 \frac{m^3}{h}$$

b) Determinação da carga de DBO afluente ao filtro.

$$Carga\ DBO = (Q_{med} + Q_r) \times S_i = \left(371,52 \frac{m^3}{dia} + 279,94 \frac{m^3}{dia} \right) \times 0,1 \frac{kg}{m^3}$$

$$Carga\ DBO = 65,146 \frac{kg}{dia}$$

c) Volume útil (V_{FB})

Para esta etapa foi adotado o plástico como material de enchimento o qual possui taxa de aplicação volumétrica de $1,2\ kg/m^2/dia$. Então:

$$V_{FB} = \frac{65,146 \frac{kg}{dia}}{1,2 \frac{kg}{m^3 \cdot dia}} = 54,3m^3$$

d) Área superficial (A_{FB})

Adotou-se uma profundidade útil de $2m$.

$$A_{FB} = \frac{54,3m^3}{2m} = 27,15m^2$$

e) Diâmetro (d)

$$d = \sqrt{\frac{4 \times A_{FB}}{\pi}} = 5,88m$$

f) Verificação da taxa de escoamento superficial

$$\frac{Q_{med}}{A_s} = \frac{371,52 \frac{m^3}{dia}}{27,15m^2} = 13,7 \frac{m^3}{m^2 \cdot dia}$$

g) Eficiência do filtro (E)

$$E = \frac{S_o - S_i}{S_o} = \frac{160,24 \frac{mg}{L} - 20 \frac{mg}{L}}{160,24 \frac{mg}{L}} \rightarrow E = 87,5\%$$

h) Tabela resumo – Filtro Biológico

Tabela 16. Resumo do pré-dimensionamento do filtro biológico.

FILTRO BIOLÓGICO	
vazão de recirculação (Q_r)	11,66 m ³ /h
Volume útil (V_{FB})	54,3 m ³
Área superficial (A_{FB})	27,15 m ²
Diâmetro (d)	5,88 m
Taxa de escoamento superficial	13,7 m ³ /m ² .dia
Eficiência (E)	97,5 %

Fonte: O autor (2018).

5.3.3.4 Eficiência global do sistema 3

$$E_g = 1 - [(1 - E_1)(1 - E_2)(1 - E_3)]$$

$$E_g = 1 - [(1 - 65\%)(1 - 87,5\%)]$$

$$E_g = 95,9\%$$

5.3.3.5 Vista em planta

Por meio da Figura 14 pode-se observar a vista aérea do bairro em questão com a representação em vermelho dos dispositivos que fazem parte do sistema 3 (reator UASB e filtro biológico).

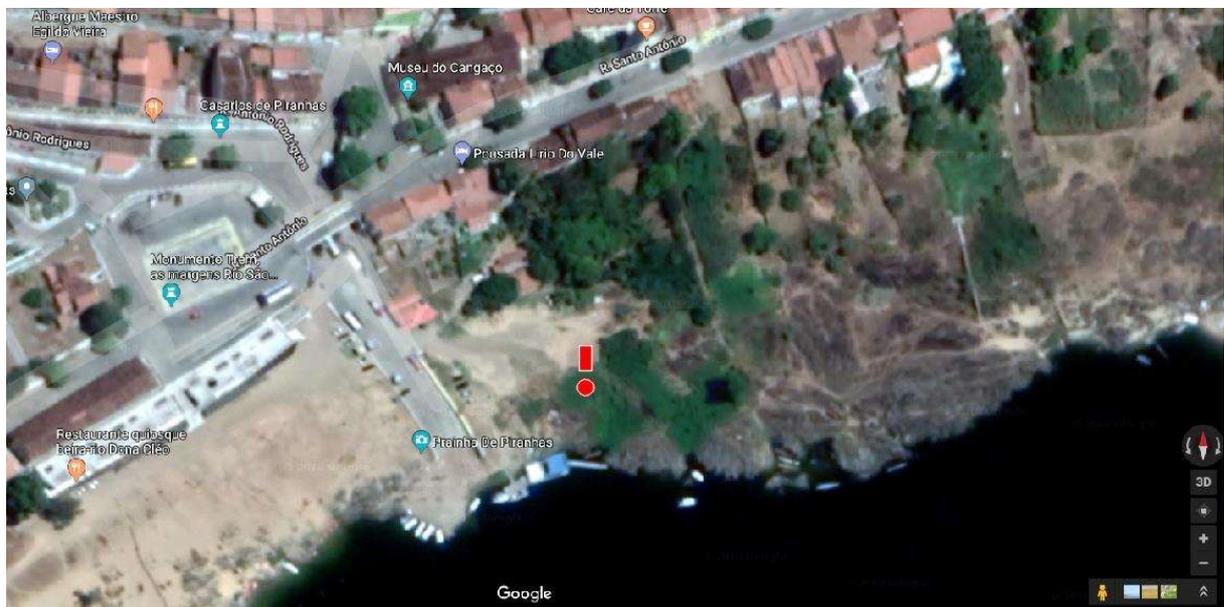


Figura 14. Vista aérea do Bairro Centro Histórico com projeção em planta do sistema 3. Fonte: Adaptado de Google Maps (2018).

6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Para o tratamento preliminar, igualmente presente em todos os três sistemas de tratamento, faz-se necessário a utilização dos dispositivos descritos a seguir:

- canal de aproximação de 1 *m* de comprimento, 20 *cm* de largura e 63 *cm* de profundidade. Este possui uma grade fina com barras de ferro com espessura (*t*) de 25 *mm* e espaçamento (*a*) de 15 *mm*.
- A caixa de areia deve ser composta por um canal de 1,46 *m* de comprimento, 40 *cm* de largura e 63 *cm* de altura, devendo possuir um rebaixo de 20 *cm* para o acúmulo da areia decantada, visando uma autonomia de 10 dias. Outra observação relevante é que este canal deve ser duplicado e isto deve ser feito para possibilitar a realização de manutenção sempre que necessária.
- Recomenda-se a calha parshall de 6", a qual possui comprimento de 183 *cm*, altura de 63 *cm* e largura de 90,2 *cm* (entrada da calha, onde é inserido o rebaixo *z*).

Afim de aumentar a confiabilidade dos dispositivos dimensionados no presente trabalho foi feita uma comparação destes com os exemplos de uso destas tecnologias mencionados na revisão bibliográfica. Apresenta-se a seguir um resumo das características principais dos sistemas obtidas por meio do dimensionamento, ao passo que se explicita esta referida comparação.

O reator de lodos ativados é composto por um tanque de aeração com volume de 169,28 *m*³, fator de carga de 0,22 *d*⁻¹ e TDH de 10,94 *h*, seguido por um decantador secundário com área de 20,75 *m*², volume útil de 51,875 *m*³ e THD de 3,35 *h* para a vazão média e 1,86 *h* para a vazão máxima. Este sistema foi dimensionado para tratar efluente gerado por aproximadamente 3150 pessoas e possui uma eficiência teórica de 90% em remoção de DBO. Conjuntamente com o decantador primário, que apresenta eficiência teórica de 30% em remoção de DBO, conforme delineado em 5.3.1.2, este sistema oferece uma eficiência teórica total de 93%.

Nestes termos, Ferreira e Caraiola (2008) obtiveram uma eficiência total de 95%, conforme mencionado em 3.3.3. Comparando estas eficiências, pode-se observar uma certa concordância de valores, o que atesta a adequabilidade do sistema proposto. Vale destacar que o reator de lodos ativados em Ferreira e Caraiola (2008) foi projetado para atender a apenas 400 pessoas.

De maneira semelhante, outra comparação é quanto ao TDH de 20 h obtido por Cordi et al (2008) para o tratamento de efluente pouco biodegradável resultante da produção de papel, no qual o sistema biológico foi capaz de remover 50% da DQO do efluente, fato que traz confiança quanto ao reator de lodos ativados do presente trabalho, visto que este foi dimensionado visando o tratamento de efluente biodegradável a uma eficiência teórica de 93%.

Quanto ao sistema 2, o dimensionamento resultou em um decantador primário com área de $16,72 m^2$ e profundidade de 1,6 m, um filtro biológico de alta taxa com área de $28,95 m^2$, profundidade útil de 4 m e eficiência teórica de 93,7%, e por fim um decantador secundário com área de $15,48 m^2$ e profundidade de 5 m. Este sistema apresenta uma eficiência teórica total, em remoção de DBO, de 96,9% proporcionando um efluente final na ordem de $14,08 mg/L$ de DBO e uma produção de lodo de $99,39 kg/dia$.

Comparativamente, Karasek (2011) dimensionou um filtro biológico para uma eficiência mínima de 74,3% visando atender especificações normativas de lançamento de esgoto tratado no corpo receptor com DBO na ordem de $90 mg/L$, conforme 3.4.4. O filtro biológico dimensionado em Karasek (2011) tem uma área de $163,46 m^2$, diâmetro de 14,43 m e a produção de lodo estimada na ordem de $11,62 m^3/dia$. Similarmente, Sustersic et al (2014) dimensionaram um filtro biológico para tratamento de esgoto de uma cidade com população de aproximadamente 11475 pessoas. Neste trabalho eles dimensionaram uma unidade de filtro biológico com eficiência de cerca de 95% de remoção da DBO e a área necessária para o filtro foi de, aproximadamente, $494 m^2$.

Dessa forma, observa-se que em ambos os estudos há uma similaridade de área ocupada proporcionalmente a população atendida por cada sistema, visto que este dimensionamento depende de vários parâmetros, dos quais se pode mencionar: tipo de filtro, dimensões adotadas e material suporte utilizado. Semelhantemente, observa-se que o filtro dimensionado neste trabalho apresenta eficiência teórica total muito próxima das eficiências dos trabalhos supracitados o que atesta sua adequabilidade frente ao problema.

Ademais, o reator UASB dimensionado no sistema 3, possui área de $37,845 m^2$, volume de $170,3025 m^3$, TDH de 6,22 h e produção de lodo estimada de $62,937 kgSS/dia$ tratando esgoto a uma eficiência de 65%. À título de comparação, o reator estudado por Versiani (2005) apresentou eficiência média de remoção de DQO de 81% e SST de 89%. Visto que este possui a capacidade de atendimento para 500 pessoas e o melhor tempo de detenção hidráulica

observado foi o de 5 horas, o reator UASB dimensionado no sistema 3 mostra-se oportuno, sobretudo por ter sido projetado para um tempo de detenção hidráulico um pouco superior e previsto uma eficiência mínima.

Por fim, com vistas a sintetizar as informações dos dimensionamentos e facilitar a compreensão e escolha do sistema mais adequado para a situação, a Tabela 17 traz um resumo das principais características dos sistemas propostos.

Tabela 17. Resumo das principais características dos sistemas propostos.

SISTEMAS DE TRATAMENTO		Área (m ²)	Volume (m ³)	Lodo Gerado (kg/dia)	Eficiência (%)	Efluente final (mg/L)
SISTEMA 01						
Decantador Primário		11,15	27,875	94,5	30%	31,92
Lodos Ativados	Tanque de Aeração	84,64	169,14	77,4	90%	
	Decantador Secundário	20,75	51,875		93%	
TOTAL		116,54	248,89	171,9	93%	
SISTEMA 02						
Decantador Primário		16,72	26,752	94,5	30%	14,08
Filtro Biológico		28,95	115,8	0	94%	
Decantador Secundário		15,48	77,4	4,89	30%	
TOTAL		61,15	219,952	99,39	97%	
SISTEMA 03						
Reator UASB		37,845	170,3	62,94	65%	19,95
Filtro Biológico		27,15	54,3	0	88%	
TOTAL		64,995	224,6	62,94	96%	

Fonte: O autor (2018).

7 CONCLUSÕES

Em virtude da problemática do bairro de centro histórico de Piranhas, citada em 5.1, considera-se a menor área como a principal característica na escolha do sistema de tratamento mais adequado. Assim sendo, a Tabela 17 esclarece que os sistemas 2 e 3 são mais adequados quando comparados ao sistema 1, por necessitarem de menos área. Pelo fato da proposta concebida por decantador primário mais lodos ativados ter quase o dobro de área requerida em relação as outras duas concepções, esta não será escolhida. Visto que todos os sistemas apresentam eficiências superiores a 90%, em termos de remoção de DBO, a melhor opção para o tratamento de efluentes, neste bairro, será definida por meio da quantidade de lodo gerada. Portanto, o sistema 3 se mostrou mais adequado.

Para a situação em questão este sistema solucionaria a problemática, no entanto, para casos de maior população ou agente contaminante sugere-se uma investigação comparativa mais detalhada e criteriosa. Nestes casos, seria imprescindível a realização de uma análise físico-química do efluente, de uma comparação econômica entre os sistemas e da prospecção de outras possíveis tecnologias e/ou sistemas não contemplados neste trabalho.

Finalmente, espera-se que este trabalho contribua com a expansão dos estudos na área de tratamento de efluentes domésticos e que, dado o caráter reprodutível desta proposta, este trabalho possa servir de base para órgãos responsáveis pelo saneamento, não somente do bairro e cidade em questão, mas toda e qualquer cidade ou bairro com características similares.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *Standard test method for open channel flow measurement of water with the Parshall flume*. D 1941 -75 (Reapproved 2007).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 12.208: *Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, RJ. 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 12.209: *Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, RJ. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7229:1993. *Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, RJ. 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Medição de vazão de líquido em canais abertos – Calhas Parshall e SANIRI*. NBR ISO 9826: 2008.

BRASIL. Lei Nº 11.445, de 5 de Janeiro de 2007. **Presidência da República, Casa Civil**. Poder Executivo, Brasília – DF. 5 de janeiro de 2007.

CAMARGO, B. M. *Comportamento de Reator UASB sem Separador Trifásico no Tratamento de Esgoto Sanitário*. 2016. 86f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2016.

CHERNICHARO, C. A. L. *Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias. Reatores Anaeróbios*. Volume 4, 2ª Edição. Belo Horizonte, 2007.

CORDI, L.; ASSALIN, M. R.; DIEZ, M. C.; DURAN, N. *Montagem, Partida e Operação de um Sistema de Lodos Ativado para o Tratamento de Efluentes: Parâmetros Físico-Químicos e Biológicos*. Engenharia Ambiental – Espírito Santo do Pinhal, v. 5, n.1, p. 097-115. 2008.

- FERREIRA, F. D.; CORAIOLA, M. *Eficiência do Lodo Ativado em Fluxo Contínuo para Tratamento de Esgoto*. Revista Acadêmica: Ciência Animal, V.6, n.2, 2008.
- INCONTROL®. *Manual de Operação e Instalação de Calha Parshall*. Novembro, 2008.
- JORDÃO, E.P.; PESSOA, C.A. *Tratamento de esgotos domésticos*. 6. Ed. Rio de Janeiro: ABES, 2011.
- KARASEK, R. W. *Dimensionamento de uma Estação de Tratamento de Esgoto. Estudo de Caso para o Município de Itaperuçu/PR*. 2011. 83f. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Ambiental. Universidade Tuiuti do Paraná. Faculdade de Ciências Exatas e Tecnologia. Curitiba, 2011.
- LIMA, A. B. B. *Pós-Tratamento de Efluente de Reator Anaeróbio em Sistema Sequencial Constituído de Ozonização em Processo Biológico Aeróbio*. 2006. 99f. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Hidráulica e Saneamento. São Paulo, 2006.
- Mann, A. T.; Stephenson, T. (1997). *Modelling Biological Aerated Filters for Wastewater Treatment*. Water Research 31, 2443-2448.
- MATOS, J. C. *Tratamento de Esgoto Sanitário*. (2010). 149f. Universidade Nilton Lins. Manaus – AM, 2010.
- METCALF & EDDY. *Tratamento de Efluentes e Recuperação de Recursos e*. 5th ed./revised, Mc Graw Hill, 2016.
- METCALF & EDDY. *Wastewater Engineering: treatment and reuse*. 4th ed./revised, Mc Graw Hill, 2003.
- MINISTÉRIO DAS CIDADES. *Lodo Gerado Durante o Tratamento de Água e Esgoto: Guia do Profissional em Treinamento, Nível 2*. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Ministério das Cidades, 2008.
- PRADO, G. S. *Concepção e Estudo de uma Unidade Compacta para Tratamento Preliminar de Esgoto Sanitário Composta por Separador Hidrodinâmico por Vórtices e Grade Fina de Fluxo Tangencial*. 2006. 268f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) - Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Hidráulica e Saneamento. São Paulo, 2006.
- Stephenson T.; Mann A.; Upton J. (1993). *The small Footprint Wastewater Treatment Process*. Chem. Ind., 14, 533-536.
- Sustersic, V.; Gordic, D.; Savic S. (2014). *Biological Filtration Wastewater Treatment*. 8th International Quality Conference. May 2014, Kragujevac, Serbia.
- VERSIANI, B. M. *Desempenho de um Reator Submetido a Diferentes Condições Operacionais Tratando Esgotos Sanitários do Campus da UFRJ*. 2005. 88f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de Pós-Graduação de Engenharia. Rio de Janeiro, 2005.

VON SPERLING, M. *Comparison Among the Most Frequently Used Systems for Wastewater Treatment in Developing Countries*. Water Science and Technology, London, v. 33, n. 3, p. 59-72, 1996.

VON SPERLING, M. *Comparison Among the Most Frequently Used Systems for Wastewater Treatment in Developing Countries*. Water Science and Technology, London, v. 33, n. 3, p. 59-72, 1996.

WATER ENVIRONMENT FEDERATION (1998). *Design of municipal wastewater treatment plants*. Water Environment Federation manual of practice n.8. 4.ed. v.2. Alexandria, USA: Water Environment Federation and American Society of Civil Engineers.

ANEXOS E APÊNDICES

ANEXO A



Ministério da Cultura
INSTITUTO DO PATRIMÔNIO HISTÓRICO E ARTÍSTICO NACIONAL
Superintendência do IPHAN em Alagoas

Carta nº 27/2017 – Div.Tec. IPHAN-AL

Maceió, 06 de junho de 2017.

Ao Senhor
FELIPE ALVES DA SILVA

Assunto: **Resposta a carta**

Prezado,

Informo para os devidos fins que o bem tombado em Piranhas/AL possui 649 imóveis, segundo pesquisa realizada no ano de 2015.

Atenciosamente,

Thalienne de Andrade Leal

Thalienne de Andrade Leal

Técnico 01: Arquiteta e Urbanista

Matrícula SIAPE nº 2882602

Superintendência do Iphan em Alagoas

ANEXO B



A secretaria de Turismo declara abaixo a relação das pousadas e hotéis localizados no bairro **Centro Histórico** da cidade de **Piranhas-AL**.

	Hotel/Pousada	Quantidade máxima de hóspedes
1	Hotel Aconchego do Velho Chico	42
2	Pousada do Imperador	46
3	Hotel Pedra do Sino	78
4	POUSADA ASA BRANCA	23
5	POUSADA BARRANCAS	30
6	POUSADA NOSSO LAR	45
7	POUSADA O CANTO	30
8	POUSADA MARIA BONITA/ PORTO DE PIRANHAS	58
9	POUSADA LIRIO DO VALÉ	18
10	POUSADA SÃO FRANCISCO	10
11	TRILHA DO VELHO CHICO	41
12	POUSADA SOLAR DOS RODRIGUES	15
13	POUSADA LAMPIÃO (CENTRO HISTÓRICO)	31
14	ALBERQUE EGILDO VIEIRA	36
15	FLATS DO PEDRO	52
16	HOSPEDARIA CASA	22
17	FLAT MÃE RAINHA	07
18	FLAT O CANDEIRO	07
19	CASA DO TURISTA HOSTEL	06
20		
	TOTAL	597

Jairo Luiz Oliveira
Secretário Cultura e Turismo

APÉNDICE A



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CAMPUS DO SERTÃO – DELMIRO GOUVEIA

AMOSTRA DE QUANTIDADE DE PESSOAS POR CASA NO BAIRRO CENTRO HISTÓRICO DA
CIDADE DE PIRANHAS-AL

Pesquisador: Felipe Alves da Silva

01	Nome: Gerson Cordeiro Barbosa Filho
Endereço: Rua José Joaquim, SN	
Quantidade de habitantes na residência: 5	

02	Nome: Giseldo Carlos Teixeira
Endereço: Rua José Nunes de Araújo N° 17	
Quantidade de habitantes na residência: 3	

03	Nome: Maria Cícera Gonçalves Barbosa
Endereço: Rua José Nunes de Araújo n° 48	
Quantidade de habitantes na residência: 04 pessoas	

04	Nome: Erika Silva Silveira
Endereço: Rua José Nunes de Araújo	
Quantidade de habitantes na residência: 04 pessoas	

05	Nome: Tatiana Maria Copela de Souza
Endereço: Rua José Nunes de Araújo	
Quantidade de habitantes na residência: 03	

06	Nome: Luana Pereira do Nascimento
Endereço: Rua Santo Antônio	
Quantidade de habitantes na residência: 03	

07	Nome: Eliane Lordeiro Favares Barneto
Endereço: Rua Alto Balaios	
Quantidade de habitantes na residência: 04	

08	Nome: Sr. Sauto
Endereço: R. Manoel Jacara L. Souza	
Quantidade de habitantes na residência: 2 pessoas	



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CAMPUS DO SERTÃO – DELMIRO GOUVEIA

09	Nome: Zuleide Alves Feitosa
Endereço:	Rua: Santo Antônio N° 07
Quantidade de habitantes na residência:	5 pessoas

10	Nome: Olenice Bezerra da Silva
Endereço:	Santo Antônio
Quantidade de habitantes na residência:	2 pessoas

11	Nome: Keilo Manoel Venúcio Stavarus
Endereço:	Pirambas de Baixo
Quantidade de habitantes na residência:	4 pessoas

12	Nome: M ^{te} . Aparecida Rodrigues
Endereço:	Rua: Santo Antônio n° 02
Quantidade de habitantes na residência:	2 pessoas

13	Nome: Alerilho Davi Lima
Endereço:	Rua: Santo Antônio N° 57
Quantidade de habitantes na residência:	3

14	Nome: Euzenon Romário Almeida
Endereço:	Rua: Manuel Teixeira de Souza
Quantidade de habitantes na residência:	3 pessoas

15	Nome: Anderson Pereira da Silva
Endereço:	R. Jaelia M ^{te} de Souza Rezende
Quantidade de habitantes na residência:	3 pessoas

16	Nome: M ^{te} . Madalima dos Santos
Endereço:	Rua: Jaelia
Quantidade de habitantes na residência:	04

Quantidade de amostras:	15
Média de pessoas por casa:	3,4 pessoas

Feupe Alves da Silva.
Responsável

APÉNDICE B

PESQUISA DE CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM BARES E RESTAURANTES
NO BAIRRO CENTRO HISTÓRICO

NOME DO ESTABELECIMENTO: CANOA DE TOLDA BAR

PROPRIETÁRIO: IONAS GERÔNIMO FERNANDES

CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM HORÁRIO DE PICO: 60 PESSOAS

NUMERO DE ATENDIMENTOS DIÁRIOS: 200 PESSOAS

func. 8 horas diárias

NOME DO ESTABELECIMENTO: OPÇÃO BAR

PROPRIETÁRIO: SALVETE RODRIGUES DA SILVA

CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM HORÁRIO DE PICO: 150 PESSOAS

NUMERO DE ATENDIMENTOS DIÁRIOS: 100 PESSOAS

8 horas diárias

NOME DO ESTABELECIMENTO: BAR e RESTAURANTE VELHO CHICO

PROPRIETÁRIO: MICILAN CORDEIRO GOMES DE SOUZA

CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM HORÁRIO DE PICO: 40 PESSOAS

NUMERO DE ATENDIMENTOS DIÁRIOS: 100 PESSOAS

8 horas diárias

NOME DO ESTABELECIMENTO: BAR BALLANONS

PROPRIETÁRIO: FABIO HENRIQUE CASTRO LIMA

CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM HORÁRIO DE PICO: 90 PESSOAS

NUMERO DE ATENDIMENTOS DIÁRIOS: 200 PESSOAS

9 horas diárias

NOME DO ESTABELECIMENTO: CACHAÇA PM ALTOMAR D'ÁGUA

PROPRIETÁRIO: MARIA CÍCERA DOS SANTOS FERREIRA

CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM HORÁRIO DE PICO: 250 PESSOAS

NUMERO DE ATENDIMENTOS DIÁRIOS: 450 PESSOAS

8 horas diárias

**PESQUISA DE CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM BARES E RESTAURANTES
NO BAIRRO CENTRO HISTÓRICO**

NOME DO ESTABELECIMENTO: O CASARÃO

PROPRIETÁRIO: GEMILSON LISBOA

CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM HORÁRIO DE PICO: 80 PESSOAS

NUMERO DE ATENDIMENTOS DIÁRIOS: 300 PESSOAS
8 HORAS DIÁRIAS

NOME DO ESTABELECIMENTO: ARMAZEM VELHO CHICO

PROPRIETÁRIO: LEONARDO IZIDÓRIO BARBOSA

CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM HORÁRIO DE PICO: 200 PESSOAS

NUMERO DE ATENDIMENTOS DIÁRIOS: 300 PESSOAS
8 HORAS DIÁRIAS

NOME DO ESTABELECIMENTO: RESTAURANTE PEIRA RIO

PROPRIETÁRIO: JOSÉ CARLOS

CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM HORÁRIO DE PICO: 50

NUMERO DE ATENDIMENTOS DIÁRIOS: 150 PESSOAS

NOME DO ESTABELECIMENTO: _____

PROPRIETÁRIO: _____

CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM HORÁRIO DE PICO: _____

NUMERO DE ATENDIMENTOS DIÁRIOS: _____

TOTAL

CAPACIDADE DE ATENDIMENTO EM HORÁRIO DE PICO: 820 PESSOAS

NUMERO DE ATENDIMENTOS DIÁRIOS: 1800 PESSOAS

PESQUISADOR: FELIPE ALVES DA SILVA