

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COORDENAÇÃO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

RAFAEL DE BITENCOURT CAZAROLI

**COMPARAÇÃO DE VIABILIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE
TRATAMENTO DE EFLUENTE POR MEIO DE REATOR UASB E
SISTEMA DE LAGOAS PARA O MUNICÍPIO DE PEABIRU - PARANÁ**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO

2014

RAFAEL DE BITENCOURT CAZAROLI

**COMPARAÇÃO DE VIABILIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE
TRATAMENTO DE EFLUENTE POR MEIO DE REATOR UASB E
SISTEMA DE LAGOAS PARA O MUNICÍPIO DE PEABIRU - PARANÁ**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação, apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do curso superior de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Eudes José Arantes

CAMPO MOURÃO

2014



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Campo Mourão
Diretoria de Graduação e Educação Profissional
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Coordenação de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso Nº 72

**COMPARAÇÃO DE VIABILIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE TRATAMENTO DE EFLUENTE
POR MEIO DE REATOR UASB E SISTEMA DE LAGOAS PARA O MUNICÍPIO DE
PEABIRU - PARANÁ**

por

Rafael de Bitencourt Cazaroli do autor do trabalho

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 13:50 do dia 04 de Agosto de 2014 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Dr. Helton Rogério Mazzer
(UTFPR)

**Prof^a. Dr^a. Rafael Montanhini Soares de
Oliveira**
(UTFPR)

Prof. Dr. Eudes José Arantes
(UTFPR)
Orientador

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:
Prof. Dr. Marcelo Guelbert

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família que viabilizou os longos anos de estudo que dediquei à minha graduação. Em especial à minha mãe Isabel Cristina de Bitencourt Cazaroli, que sempre foi minha maior incentivadora em questões acadêmicas.

Ao meu orientador, Doutor Eudes José Arantes que esteve sempre disposto a prestar auxílio quando solicitado.

Aos meus amigos, tanto os colegas de universidade quanto os velhos amigos que me acompanham há muitos anos, todos importantes para a minha formação pessoal.

RESUMO

CAZAROLI, R. B. **Comparação de Viabilidade de Implantação de Tratamento de Efluente por meio de Reator UASB e Sistema de Lagoas para o Município de Peabiru – Paraná.** 2014. 43 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão 2014.

O aumento crescente da população e a expansão das áreas habitadas torna cada vez mais graves os problemas gerados pela ausência de tratamento do esgoto gerado. Os sistemas de tratamento que dispensam aeração contínua mostram-se opções sensatas para ampliar a oferta de tratamento de esgotos no país, devido ao menor custo operacional se comparado aos sistemas aerados. O objetivo deste trabalho foi comparar a viabilidade de implantação de dois sistemas de tratamento distintos, o UASB (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket*) e o sistema australiano de lagoas. Para o sistema UASB foram dimensionados 4 unidades com 380m³ cada. O sistema de lagoas foi dimensionado com 2 lagoas anaeróbias, 3 lagoas facultativas e 4 lagoas de maturação, ocupando uma área de aproximadamente 1,76 hectares. Os custos de implantação de cada sistema foram estimados com base em curvas de custo obtidas na literatura e corrigidos com base no INCC. O sistema UASB com pós tratamento teve custo estimado em R\$ 4.234.691,64 enquanto o sistema de lagoas teve custo estimado em R\$ 4.106.139,70. A diferença de custo entre os dois sistemas foi de R\$ 128.551,94. O sistema de tratamento que mostrou-se mais indicado foi o de lagoas, por possuir maior eficiência na remoção de nutrientes e desinfecção, além de construção e operação simplificadas. Conclui-se que para o município de Peabiru a implantação de um sistema de lagoas é uma solução viável para o tratamento de efluentes.

Palavras-chave: Tratamento de esgotos. Custo de ETEs. Dimensionamento de ETEs. UASB. Lagoa anaeróbia. Lagoa facultativa. Lagoa de maturação. Sistema australiano.

ABSTRACT

CAZAROLI, R. B. **Comparison of Viability of Deployment Effluent Treatment by UASB Reactor and Ponds System for the City of Peabiru - Paraná.** 2014. 43 f. Conclusion Course Work (Bachelor of Civil Engineering) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão 2014

The increasing population and the expansion of inhabited areas becomes increasingly serious problems generated by the lack of sewage treatment. Treatment systems that do not require continuous aeration are shown consistent options to expand the supply of sewage treatment plants in the country, due to lower operating costs compared to aerated systems. The objective of this study was to compare the viability of implementing two distinct systems of treatment, UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket) and the Australian system of ponds. For the UASB system has been designed with 4 units each with 380m³. The ponds system has been designed with 2 anaerobic ponds, 3 facultative ponds and 4 maturation ponds, occupying an area of approximately 1.76 hectares. The implementation costs of each system were estimated based on cost curves obtained in the literature and corrected based on the INCC. The UASB system with post treatment had estimated cost of R\$ 4.234.691,64 while the ponds system was estimated to cost R\$ 4,106,139.70. The difference in cost between the two systems was R\$ 128,551.94. The most appropriate system is a Australian ponds sistem, have a more efficient nutrient removal and disinfection, as well as simplified operation and construction. It is concluded that for the city of Peabiru deploying a pond sistem is a viable solution for the sewage treatment.

Keywords: Sewage treatment. Cost of STPs. Sizing STPs. UASB. Anaerobic pond. Facultative pond. Maturation pond. Australian system.

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – RECOMENDAÇÕES DE NORMA PARA CARACTERIZAÇÃO DE ESGOTOS.....	15
TABELA 2 – POPULAÇÃO DO MUNICÍPIO SEGUNDO CENSO.....	28
TABELA 3 – DADOS UTILIZADOS NO DIMENSIONAMENTO.....	30
TABELA 4 – DIMENSIONAMENTO DO REATOR UASB.....	31
TABELA 5 – DIMENSIONAMENTO DE LAGOA ANAERÓBIA	32
TABELA 6 – DIMENSÕES DE PROJETO DE CADA UMA DAS LAGOAS ANAERÓBIAS.....	32
TABELA 7 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS FACULTATIVAS	33
TABELA 8 – GEOMETRIA DE CADA UMA DAS LAGOAS FACULTATIVAS.....	34
TABELA 9 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS DE MATURAÇÃO	34
TABELA 10 – GEOMETRIA DE CADA UMA DAS LAGOAS DE MATURAÇÃO.....	35
TABELA 11 – CUSTO ESTIMADO DE CADA UM DOS SISTEMAS ESTUDADOS.....	35

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UM UASB	19
FIGURA 2 FLUXOGRAMA TÍPICO DE UMA ETE COM SISTEMA DE LAGOAS.....	22
FIGURA 3 CORTE DE UMA DAS LAGOAS ANAERÓBIAS	36
FIGURA 4 CORTE DE UMA DAS LAGOAS FACULTATIVAS.....	37
FIGURA 5 CORTE DE UMA DAS LAGOAS DE MATURAÇÃO.....	37
FIGURA 6 PLANTA DE UMA DAS LAGOAS ANAERÓBIAS	38
FIGURA 7 PLANTA DE UMA DAS LAGOAS FACULTATIVAS	39
FIGURA 8 PLANTA DE UMA DAS LAGOAS DE MATURAÇÃO.....	40

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	8
2 OBJETIVOS	10
2.1 OBJETIVO GERAL	10
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
3 JUSTIFICATIVA	11
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
4.1 VAZÕES DE ESGOTOS	12
4.1.1 Estimativas populacionais.	13
4.1.1.1 Modelo aritmético	13
4.1.1.2 Modelo Geométrico	14
4.1.1.3 Método da extrapolação gráfica.	14
4.2 CARACTERIZAÇÃO DOS ESGOTOS	15
4.3 TRATAMENTO BIOLÓGICO DE ESGOTOS	16
4.3.1 Princípios do tratamento biológico de esgotos.	16
4.3.2 Digestão anaeróbia.	17
4.3.3 Reator Anaeróbio de manta de lodo com fluxo ascendente	18
4.3.4 Lagoas de estabilização	20
4.3.4.1 Dimensionamento das lagoas facultativas não aeradas	21
4.3.4.2 Dimensionamento de lagoas anaeróbias	21
4.3.4.3 Dimensionamento de lagoas de maturação	22
5 METODOLOGIA	23
5.1 CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO	23
5.2 NORMATIZAÇÃO	24
5.3 ESTIMATIVA DE VAZÃO	24
5.4 DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES	25
5.4.1 Dimensionamento do reator UASB	25
5.4.2 Dimensionamento das lagoas facultativas não aeradas	25
5.4.3 Dimensionamento de lagoas anaeróbias	26
5.4.4 Dimensionamento de lagoas de maturação	26
5.5 LEVANTAMENTO DE CUSTOS	26
5.6 REPRESENTAÇÃO DAS UNIDADES DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO	27
6 RESULTADOS E DISCUSSÃO	28
6.1 ESTIMATIVAS DE CRESCIMENTO POPULACIONAL	28
6.2 DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES	29
6.2.1 Dimensionamento do reator UASB	30
6.2.2 Dimensionamento do sistema de lagoas	31
6.2.2.1 Dimensionamento das lagoas anaeróbias	31
6.2.2.2 Dimensionamento das lagoas facultativas.	33
6.2.2.2 Dimensionamento das lagoas de maturação.	34
6.3 ESTIMATIVA DE CUSTOS DO SISTEMA	35
6.4 ESCOLHA DO SISTEMA DE TRATAMENTO	36
6.5 CROQUIS DAS LAGOAS	36
7 CONCLUSÃO	41
8 REFERÊNCIAS	43

1 INTRODUÇÃO

A condução e destinação dos dejetos humanos sempre foi alvo de preocupação das sociedades, segundo Tsutiya e Sobrinho (2000) as referências relativas ao esgotamento sanitário apontam a Cloaca Máxima de Roma, construída no século VI antes de Cristo como o mais antigo sistema de esgotamento sanitário registrado na história, porém a prática não foi usual nas sociedades europeias da antiguidade e idade média, somente em 1815 os efluentes domésticos de Londres começaram a ser lançados no sistema de águas pluviais, em 1847 tornou-se compulsório o lançamento de esgotos na rede de águas pluviais. Porém as galerias inadequadas começaram a apresentar problemas operacionais, e em 1855 se iniciou o desenvolvimento de um sistema coletor adequado para a cidade.

O lançamento de esgotos não tratados em corpos hídricos resulta em grandes impactos ambientais, Martinelli et al. (2002) afirma que um dos maiores problemas ambientais encontrados no Brasil é o lançamento de esgotos sem um prévio tratamento adequado em corpos hídricos, no estado de São Paulo em meados do século XIX o governo da província já demonstrava preocupação com o saneamento básico, sendo que este governo inaugurou o primeiro distrito de esgoto em 1883, atualmente o saneamento básico é considerado direito de toda a população e essencial à segurança sanitária.

A maior parte do esgoto gerado no Brasil não passa por nenhum tratamento antes de ser lançado no corpo receptor, segundo o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS, 2011) apenas 37,5% do esgoto gerado é tratado, embora esta situação apresente maior gravidade na região norte do país, mesmo em regiões com maior concentração de riquezas não é feita a coleta e tratamento de todo o efluente gerado, como por exemplo, os pequenos municípios do interior do Paraná, em específico o município de Peabiru, foco da proposta deste trabalho.

Neste trabalho foram desenvolvidos estudos populacionais e de viabilidade visando apontar qual tipo de tratamento seria mais adequado para a realidade do município de Peabiru, que não apresenta sistema de coleta ou tratamento de esgoto, fato que tem potencial de gerar uma série de problemas de segurança sanitária até

porquê o abastecimento municipal de água é feito por captação de água subterrânea e todo o esgoto produzido é acondicionado em fossas negras, sem nenhum tratamento.

Considerando a realidade brasileira, é de suma importância que sejam selecionados métodos de tratamento otimizados, optando-se sempre pela melhor relação custo e benefício, dado que a falta de investimentos em áreas básicas é notável em nosso país. Para tanto estimativas de custo de diversos sistemas se fazem necessárias para comprovar a escolha do método de maior viabilidade.

O trabalho tem por objetivo comparar a viabilidade de implantação de dois sistemas de tratamento de efluentes, o reator UASB (*upflow anaerobic sludge blanket*) e o sistema de lagoas australiano.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Comparar a viabilidade de implantação de um sistema de lagoas e um sistema UASB para uma estação de tratamento de esgotos no município de Peabiru, estado do Paraná.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estimar a vazão de projeto do sistema de tratamento de esgoto com base em estudo populacional do município;
- Caracterizar o esgoto para o projeto da estação de tratamento para o município de Peabiru com base na bibliografia consultada;
- Realizar o dimensionamento e estimativa de custo da implantação da estação de tratamento de esgoto para um reator UASB e sistema de lagoas;
- Apontar qual o sistema mais adequado para a realidade do município.

3 JUSTIFICATIVA

O controle de todos os fatores que podem influir nas condições ambientais da vida humana é denominado saneamento. Pode-se afirmar que o saneamento caracteriza todas as medidas que visam garantir a salubridade ambiental.

Dentre todas as ações tomadas para garantir a salubridade de ambientes urbanos, a distribuição de água tratada, coleta de resíduos sólidos e coleta de efluentes domésticos se mostram mais evidentes e significativos. Porém no Brasil notam-se sérias deficiências nos sistemas de coleta e tratamento de esgotos e destinação de resíduos sólidos.

Os sistemas clássicos de remoção de matéria orgânica em efluentes domésticos já foram estudados e tem eficácia comprovada à décadas. Porém encontra-se no Brasil sérias dificuldades na implantação de estações simples de tratamento em municípios menores, devido principalmente à falta de interesse dos gestores públicos em diversos níveis da hierarquia administrativa.

Porém, neste contexto existe atualmente uma cobrança crescente de instituições nacionais e internacionais com objetivo de garantir à população acesso pleno aos serviços básicos de saneamento além de evitar a contaminação de porções significativas de solo e corpos hídricos responsáveis pela manutenção de ecossistemas e abastecimento de água.

No município de Peabiru, historicamente, as correntes políticas que governaram o município nos últimos vinte anos não demonstram interesse em solucionar este problema, sendo que já foram iniciadas obras de implantação da rede de coleta e tratamento de esgoto, porém este fato ocorreu na década de 1990, e não foi dada continuidade na implantação, devido a motivos desconhecidos. A falta de responsabilidade dos governantes atuais e passados do município intensifica a necessidade de que sejam realizados estudos na área de saneamento aplicados à situação do município de estudo, que podem inclusive influenciar outras pequenas comunidades com problemas semelhantes, muito comuns no interior do estado do Paraná.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 VAZÕES DE ESGOTOS

Os sistemas de esgoto sanitário são projetados para operar durante longas faixas de tempo, portanto devem ser considerados diversos fatores para a realização do dimensionamento de estações de tratamento e sistemas de coleta e transporte. De acordo com Tsutiya e Sobrinho (2000) em nosso país os sistemas públicos de esgotos são projetados considerando-se um sistema separador absoluto, tendo acesso à rede coletora o esgoto doméstico, águas oriundas de infiltração e os resíduos líquidos industriais.

O esgoto doméstico é um despejo líquido resultante do uso da água pela população, ainda segundo Tsutiya e Sobrinho (2000) a contribuição deve levar em conta a população da área de projeto, a contribuição per capita, o coeficiente de retorno e os coeficientes de variação de vazão. A população deve ser considerada para todo o tempo de projeto, para tanto devem ser realizadas estimativas de crescimento populacional, a contribuição per capita varia conforme a população em questão, portanto devem-se utilizar dados coletados em campo para a estimativa. Em caso de falta destes dados existem valores recomendados em norma para suprir esta deficiência. O coeficiente de retorno é função do tipo de uso que a população atendida dá à água ofertada, é um dado que pode ser obtido em campo. Porém na falta deste estudo a NBR 9649 da ABNT recomenda o valor de 80% da água ofertada. Os coeficientes de variação horária, diária e anual também são obtidos por meio de estudos, porém assim como para os outros dados de campo, existem valores normatizados que podem ser utilizados.

Além da contribuição domiciliar devem ser previstas as contribuições industriais, a água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária. Nuvolari (2012) escreve que as vazões industriais podem ser previstas, dado que necessitam de ligações especiais de abastecimento de água, portanto tendo-se os dados do fornecimento de água as vazões são previstas com precisão. A água de infiltração entra na rede por imperfeições na tubulação, infiltração nos poços de visita e principalmente pelas ligações entre tubos. Em casos onde a rede está assentada em

cotas abaixo do nível freático este fenômeno se acentua. As contribuições parasitárias possuem previsão mais complexa, dado que não deveriam ocorrer. Estas águas adentram a rede via tampões de poços de visitas e outras aberturas, interligações de galerias pluviais e a rede de esgoto, ligações abandonadas e ligações clandestinas de canalizações pluviais prediais na rede de esgotamento sanitário.

4.1.1 Estimativas populacionais.

Salvo em casos excepcionais, a população de qualquer município tende a crescer. Segundo Gomes (2004) a previsão da evolução populacional de uma determinada localidade depende de vários fatores, que podem tornar a previsão mais ou menos complexa, aumentando ou diminuindo os erros de estimativa. Em geral os métodos empregados são baseados em dados estatísticos anteriores à elaboração do projeto. A população real de uma comunidade cresce ou decresce em função do crescimento vegetativo oriundo dos nascimentos e óbitos na própria comunidade e do crescimento social, que é função das imigrações e emigrações no período de estudo. Porém a aferição destes valores para tempo futuro não é possível, devido a este fato as estimativas são feitas por métodos como as progressões aritméticas e geométricas, extrapolação gráfica, entre outros.

4.1.1.1 Modelo aritmético

Um modelo consideravelmente simples para a estimativa de crescimento populacional é o aritmético. Segundo Gomes (2004, p. 15) este modelo pressupõe que a população do núcleo urbano cresce segundo uma progressão aritmética, conhecendo-se a população P_1 e P_2 correspondentes aos anos t_1 e t_2 respectivamente, pode-se calcular a razão de crescimento r de acordo com a equação (1). A população prevista para um tempo t é dada pela equação (2), sendo P_0 a população correspondente ao tempo t_0 .

$$r = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad (1)$$

$$P = P_0 + r \cdot (t - t_0) \quad (2)$$

4.1.1.2 Modelo Geométrico

Este método prevê uma variação geométrica para a população. De acordo com Tsutiya (2006, p. 59) este método considera que a população cresce com a mesma porcentagem de aumento para iguais períodos de tempo.

Existem diversas formulações possíveis, variando conforme as soluções matemáticas adotadas para isolar as variáveis de interesse. O equacionamento aqui apresentado foi proposto por Tsutiya (2006, p. 59). Segundo o autor, conhecendo-se as populações P_1 e P_2 correspondentes aos tempo t_1 e t_2 pode-se definir o coeficiente da progressão geométrica com a equação (3), e conseqüentemente a população num determinado tempo t com a equação (4)

$$K_g = \frac{\ln(P_1) - \ln(P_0)}{t_1 - t_0} \quad (3)$$

$$P = P_0 \cdot e^{K_g \cdot (t - t_0)} \quad (4)$$

4.1.1.3 Método da extrapolação gráfica.

Este método apresenta boa precisão na maioria dos casos, a depender da qualidade e quantidade de dados disponíveis para a elaboração do mesmo. Segundo Tsutiya e Sobrinho (2000, p. 45), o método consiste no traçado de uma curva arbitrária que representa os dados já observados. A população futura é obtida com o prolongamento da curva até o tempo desejado, obedecendo a tendência da

curva. Para melhorar a precisão podem ser usados dados de comunidades semelhantes com mais tempo de existência.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DOS ESGOTOS.

Para que se possa determinar e dimensionar os métodos de tratamento se faz necessário conhecer as características do esgoto a ser tratado. Segundo o artigo 16º da resolução 430 do Conselho Nacional de Meio Ambiente (2011) “os efluentes de qualquer fonte poluidora somente poderão ser lançados diretamente no corpo receptor desde que obedeçam as condições e padrões previstos neste artigo, resguardadas outras exigências cabíveis”. Portanto, a escolha do sistema depende da contaminação da água residuária, dado que o efluente final deverá se enquadrar nos padrões de lançamento pré-estabelecidos por órgãos ambientais.

Em geral recomenda-se a caracterização laboratorial do efluente a ser tratado, visando precisão na determinação do tipo de tratamento e também para o correto dimensionamento das unidades de tratamento. Porém em muitas comunidades a coleta de efluente é completamente inexistente, nestes casos a NBR 12209 apresenta valores de referência que podem ser utilizados com alguma segurança.

Tabela 1 - Recomendações de norma para caracterização de esgotos

Parâmetro	Faixa recomendada	Unidade
Carga de DBO	45 a 60	g.DBO/hab.dia
Carga de DQO	90 a 120	g.DQO/hab.dia
Carga de SÓLIDOS SUSPENSOS	45 a 70	g.SS/hab.dia
Carga de NITROGÊNIO	8 a 12	g.N/hab.dia
Carga de FÓSFORO	1,0 a 1,6	g.P/hab.dia

Fonte: Adaptado da NBR12209 (ABNT. 2011)

4.3 TRATAMENTO BIOLÓGICO DE ESGOTOS.

Embora o completo tratamento dos esgotos envolva também processos físicos e químicos, a matéria orgânica só é removida das águas servidas por meio de processos biológicos, sendo estes o alvo da maior parte dos estudos na área de saneamento. Segundo Imhoff (1985) os processos físicos são o gradeamento, filtração, sedimentação, flutuação e flotação. Processos químicos podem levar as substâncias a formar flocos para sua sedimentação ou flotação, ou até formar compostos mais simples e menos nocivos ao meio. A única forma de tratar os compostos orgânicos complexos é a biodegradação. Por isso são usados métodos biológicos para o tratamento dos efluentes, já que a liberação de carga orgânica em cursos d'água resulta em grande impacto nos ecossistemas.

No Brasil são muito comuns alguns tipos de tratamento para remoção de carga orgânica. De acordo com Oliveira e Von Sperling (2005) os tipos mais comuns de tratamento biológico empregados em esgotos são as fossas sépticas, as lagoas facultativas, as lagoas anaeróbias seguidas de lagoas facultativas, os sistemas de lodos ativados, reatores UASB sem pós tratamento e reatores UASB com pós tratamento. Os filtros anaeróbios são largamente empregados como pós tratamento de efluentes.

4.3.1 Princípios do tratamento biológico de esgotos.

O tratamento biológico de esgotos segue o princípio de reproduzir os fenômenos naturais que ocorrem nos corpos hídricos após o lançamento de despejos. Segundo Silva e Campos (2010) no corpo hídrico a matéria orgânica é gradualmente decomposta em produtos mineralizados inertes, caracterizando o fenômeno denominado autodepuração. Em uma estação de tratamento de esgotos estes fenômenos ocorrem em ambiente controlado visando potencializar sua eficiência, garantindo que ocorram em um volume reduzido de água e removam grandes quantidades de matéria orgânica.

O tratamento biológico de efluentes pode ser classificado como aeróbio ou anaeróbio. Segundo Jordão e Pessoa (2009) a digestão anaeróbia é um processo bioquímico complexo em que diversos grupos de organismos processam a matéria orgânica na ausência de oxigênio dissolvido. A evolução do processo depende apenas do confinamento da matéria orgânica em um ambiente favorável comumente denominado reator ou biodigestor. Já a digestão aeróbia é um processo de oxidação bioquímica que ocorre em abundância de oxigênio dissolvido, possui maior eficiência na remoção de nutrientes, e tem como principais objetivos a redução de sólidos biodegradáveis e odores.

Embora a digestão aeróbia seja eficiente, a aeração contínua dos tanques representa um maior custo operacional além de gerar uma maior produção de lodo, por isso geralmente opta-se por tratamentos anaeróbios para a remoção de matéria orgânica de efluentes domésticos.

4.3.2 Digestão anaeróbia.

Para tratar os efluentes, normalmente é feita uma separação entre sua porção com elevada concentração de sólidos e a porção com baixa concentração de sólidos, segundo Jordão e Pessoa (2009 p. 306) quando submetidos ao processo de sedimentação os esgotos separam-se, adquirindo características diferentes. A porção denominada efluente líquido do decantador é encaminhada a processos adequados de tratamento ou até mesmo diretamente ao corpo receptor, quando enquadrado nos padrões da legislação. Já o material sedimentado com elevada concentração de sólidos é denominado lodo, e deve ser submetido a tratamento devido à sua elevada quantidade de matéria orgânica instável. Desta forma, podem ser encaminhados à tanques especificamente projetados, denominados digestores, para que sejam submetidos à digestão anaeróbia.

Quanto a forma de ocorrência do crescimento e sustentação da biomassa Von Sperling (2006, p. 27) afirma que nos tratamentos anaeróbios podem ocorrer de forma dispersa em digestores de fluxo ascendente ou de forma aderida em filtros anaeróbios.

4.3.3 Reator Anaeróbio de manta de lodo com fluxo ascendente

É muito comum o uso de reatores do tipo UASB (do inglês *upflow anaerobic sludge blanket*) no tratamento de esgotos. Segundo Aisse et. al. (2004) o reator anaeróbio de fluxo ascendente, em manta de lodo, consiste primordialmente de um tanque Imhoff de fluxo ascendente, com câmaras de sedimentação e digestão anaeróbia sobrepostas. Existe um perfil de sólidos concentrados no fundo do reator, e uma mistura completa entre gases sólidos e líquido na camada imediatamente acima do leito. Na camada superior existe a separação dos gases e a retirada uniforme do efluente líquido. Para o bom funcionamento do reator, deve ser feita uma efetiva separação do biogás, do esgoto e do lodo. O lodo anaeróbio deve apresentar elevada atividade, formando flocos ou grânulos com diâmetros de 1mm a 5mm.

O tratamento baseado em reatores do tipo UASB tem como principal vantagem o baixo custo operacional, além da produção de biogás, e se mostra eficiente na remoção de matéria orgânica, segundo Aisse et. al. (2004, p. 6) na remoção de DQO o sistema apresenta eficiência de até 70%, porém não se mostra eficaz na remoção de nutrientes.

Este método de tratamento apresenta uma série de características vantajosas e pode ser empregado no tratamento de efluentes oriundos de diversas fontes. Segundo Campos et al. (2004) o reator UASB é uma alternativa viável para o tratamento de efluentes oriundos da suinocultura, onde o biogás gerado pode ser aproveitado como fonte de energia para diversos fins. O lodo gerado pode ser utilizado como fertilizante, desde que com critério e o efluente líquido pode ser utilizado também como fertilizante.

Contudo é importante que a vazão seja constante no sistema, para garantir sua maior eficiência na remoção de matéria orgânica, um estudo de Carvalho et. al. (2008) registrou quedas na remoção de matéria orgânica em um sistema UASB piloto de cento e sessenta litros, devido ao arraste de sólidos no efluente, provavelmente pela formação de bolhas de biogás no manto de lodo.

Em um estudo pioneiro sobre a eficiência de sistemas de tratamento de efluentes realizado em larga escala no Brasil por Oliveira e Von Sperling (2005), os autores registraram que o sistema UASB sem pós-tratamento apresentou eficiência

de remoção de matéria orgânica equivalente à encontrada na literatura. Porém quando seguido de unidades de pós tratamento apresentou eficiência superior ao sistema de lodos ativados, que propicia grande remoção de matéria orgânica.

O dimensionamento destes reatores é feito com base no tempo de detenção hidráulico, seguindo o método proposto por Jordão e Pessoa (2009) que define o como V o volume do reator com base na vazão Q dividida pelo tempo de detenção t_d desejado e a área da seção transversal A do reator baseada na velocidade ascensional v do efluente, mantendo Q como a vazão de esgoto, conforme as equações (5) e (6). De posse destes dados a altura do reator é adotada respeitando os critérios de norma. A altura dos reatores fica usualmente entre quatro e seis metros.

$$V = Q \cdot t_d \quad (5)$$

$$A = Q/v \quad (6)$$

A figura 1 ilustra o funcionamento básico de um reator UASB.

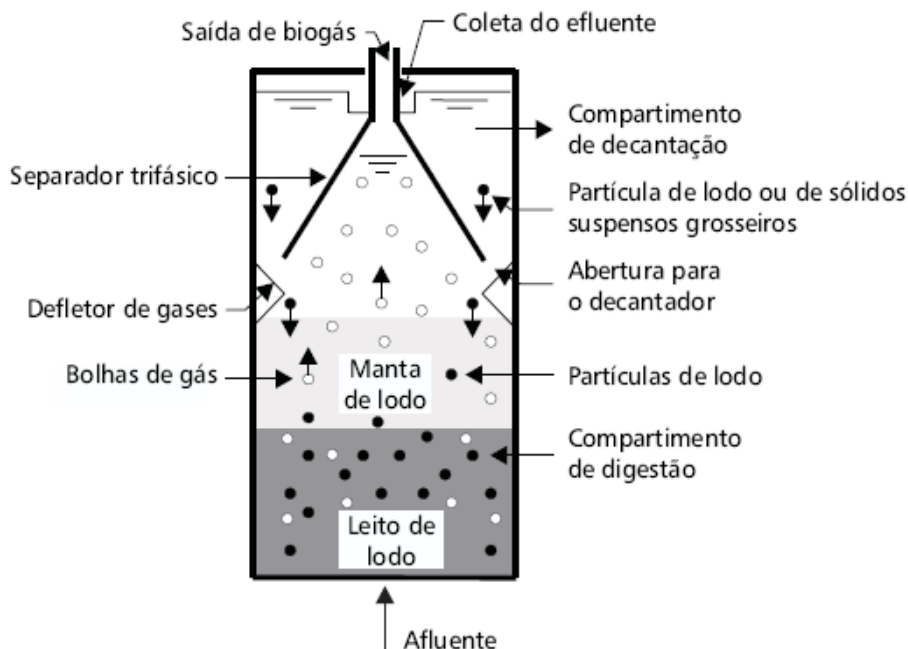


Figura 1 Representação esquemática de um UASB

Fonte: Adaptado de Jordão e Pessoa (2002)

4.3.4 Lagoas de estabilização

O conceito empregado nas lagoas de estabilização é de certa forma simples. De acordo com Silva e Campos (2010) nos processos biológicos a remoção da matéria orgânica se dá pela atividade microbiológica, os organismos utilizam a matéria orgânica como fonte de alimento e por consequência contribuem para a sua redução. Este processo denominado auto depuração ocorre nos corpos hídricos, e é reproduzido nos sistemas biológicos de tratamento de esgotos, porém com taxas mais elevadas.

Sistemas de lagoas são muito comuns. Segundo Medri, Ribeiro e Perdomo (1997) as lagoas apresentam uma série de vantagens, como baixo custo operacional e de implantação, porém ocupam grandes áreas, o que pode acarretar um elevado custo de implantação se o valor da área ocupada for levado em consideração no levantamento de custos.

Embora simples as lagoas se mostram eficientes no tratamento de esgotos, Silva e Campos (2010 p. 2) afirmam que as lagoas de estabilização são formas mais simples de tratamento de efluentes, apresentam alta remoção de carga orgânica e de coliformes, além de necessitar de baixos investimentos para implantação e manutenção. Este sistema é bastante indicado para as condições brasileiras, devido à disponibilidade de área, clima favorável, operação simplificada e necessidade de pouco ou nenhum equipamento.

Ainda segundo Silva e Campos (2010), as lagoas anaeróbias são, em geral, empregadas na estabilização de altas cargas orgânicas como tratamento primário em uma série de lagoas, ou em um sistema com pós-tratamento. Seu principal objetivo é a degradação de matéria orgânica, por meio de bactérias facultativas e das estritamente anaeróbias.

A eficiência das lagoas é incontestável, sendo sua única desvantagem a grande área que ocupam. De acordo com Oliveira e Von Sperling (2005), o sistema de lagoas facultativas apresentou eficiência satisfatória na remoção de matéria orgânica, porém não se mostrou tão eficiente na remoção de sólidos em suspensão, provavelmente pela presença de algas no efluente final. Já o sistema Australiano

composto de lagoa anaeróbia seguida de uma lagoa facultativa, demonstrou eficiência acima do previsto pela literatura em diversos casos.

4.3.4.1 Dimensionamento das lagoas facultativas não aeradas

O método para o dimensionamento das lagoas é descrito por Von Sperling (2002), Neste método os principais parâmetros de projeto são a taxa de aplicação superficial, a profundidade da lagoa, o tempo de detenção hidráulico e a geometria da lagoa. As dimensões da lagoa foram obtidas por meio da aplicação das seguintes equações:

$$A = L/L_s \quad (7)$$

$$L_s = 350 \times (1,107 - 0,002T)^{(T-25)} \quad (8)$$

$$H = V/A \quad (9)$$

$$t_d = V/Q \quad (10)$$

Nas equações citadas acima A representa a área de superfície da lagoa, L representa a carga de DBO total afluente, L_s é a Taxa de aplicação superficial, T é a temperatura média do ar no mês mais frio, H é a profundidade da lagoa, t_d é o tempo de detenção hidráulico e Q é a vazão média afluente. Quanto à geometria a lagoa deverá possuir comprimento de duas a quatro vezes maior do que sua largura. Segundo Jordão e Pessoa (2009) a profundidade das lagoas facultativas está situada entre 1,2 m e 2,0 m, sendo que as lagoas primárias devem possuir maior profundidade devido à sedimentação dos sólidos, enquanto as secundárias podem possuir profundidades menores.

4.3.4.2 Dimensionamento de lagoas anaeróbias

De acordo com Jordão e Pessoa (2009) e Von Sperling (2002), as lagoas anaeróbias usualmente são executadas com profundidades em torno de três a

quatro metros, para maior eficiência dos processos anaeróbios, e preservação das bactérias produtoras de metano em função de variações climáticas. O tempo de detenção hidráulico deve estar no mínimo entre quatro e seis dias, deve ser escavado um rebaixamento de meio metro até um quarto do comprimento da lagoa para o acúmulo de lodo. A taxa de aplicação volumétrica deve situar-se entre 0,1 a 0,4 kgDBO.m⁻³.d⁻¹.

4.3.4.3 Dimensionamento de lagoas de maturação

O dimensionamento de lagoas de maturação é realizado com base nos tempos de detenção. Segundo Jordão e Pessoa (2009) e Von Sperling (2002), o tempo de detenção mínimo é de 3 dias, porém para o funcionamento em condições ótimas das lagoas de maturação são recomendados tempos de detenção próximos à 7 dias, a profundidade máxima não deve exceder 1 metro, volume total deve ser preferencialmente dividido em uma série de ao menos 3 lagoas, evitando-se estratificações no corpo da lagoa, tendo em vista que regiões eventualmente anaeróbias diminuem a taxa de decaimento dos organismos. A superfície líquida de cada lagoa não deve exceder 2 ha e o comprimento deve corresponder a pelo menos 3 vezes a largura.

O fluxograma da figura 2 representa a disposição típica de unidades de uma estação de tratamento com sistema de lagoas australiano.

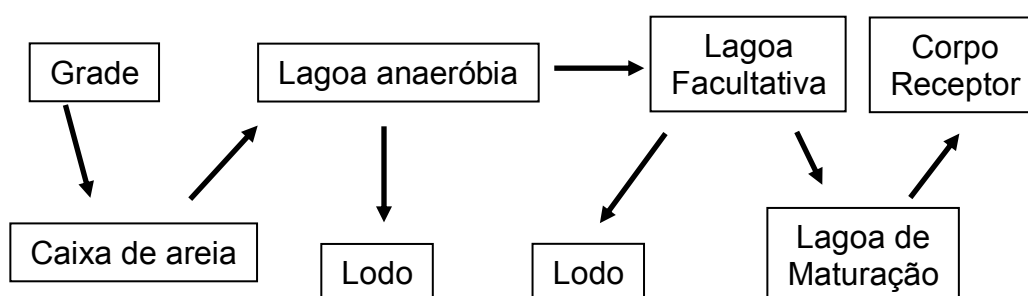


Figura 2: Fluxograma típico de uma ETE com sistema de lagoas

Fonte: adaptado de Jordão e Pessoa (2009) e Von Sperling (2002)

5 METODOLOGIA

5.1 CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO

O estudo teve como foco o município de Peabiru, situado na região central do estado do Paraná, localizado no terceiro planalto com altitude média de 523 metros acima do nível do mar, possui área territorial de 467,212 quilômetros quadrados, está distante 467,33 quilômetros da capital do estado (Instituto Paranaense de Desenvolvimento Econômico e Social, 2014). O Tipo Climático dominante segundo a classificação de Köppen é o Cfa (subtropical úmido mesotérmico). O tipo de solo predominante é o denominado Latossolo Vermelho, solo argiloso com alto teor de óxidos de ferro (Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária, 2006).

É um município pequeno, de acordo com dados do IBGE (2010) a população censitária total é de 13.624 habitantes, com população estimada em 14.087 habitantes para o ano de 2013 a densidade demográfica é de 30,15 habitantes por quilômetro quadrado, o grau de urbanização é de 80,81%. A população economicamente ativa registrada no censo 2010 é de 6.640 pessoas, o número de domicílios registrados no último censo é de 4.587.

A economia é predominantemente agrícola, segundo dados do Departamento de Economia Rural da Secretaria estadual da Agricultura e do Abastecimento. O valor bruto nominal da produção agropecuária referente ao ano de 2012 foi de R\$ 152.981.423,95 sendo as principais atividades a produção de milho e soja. As indústrias se concentram em uma área do município destinada à atividade industrial denominada “Parque Industrial”, porém a produção industrial é pouco expressiva se comparada à produção agrícola. Uma parte considerável dos residentes na cidade possuem empregos em cidades vizinhas, principalmente nos municípios de Campo Mourão e Araruna, sendo que segundo o Ministério do Trabalho, existiam 1646 postos de trabalho no município (DERAL, 2012).

O fornecimento de água é feito por uma empresa da própria prefeitura municipal, denominada Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE). A água é tratada com desinfecção simples com cloro, dado que inexistem estações de tratamento de água no município, porém a água fornecida está enquadrada nos

padrões de potabilidade por ser subterrânea obtida de fontes artesianas. Segundo o Sistema Nacional de Informações de Saneamento (SNIS) a população total atendida pelo SAAE no ano de 2010 era composta por 11.009 pessoas, abrangendo toda a área urbana do município e o distrito de Silvolândia que está sob tutela de Peabiru, O consumo médio per capita de água é bastante elevado, sendo registrada uma média diária de 321,7 litros por habitante (SNIS 2010).

5.2 NORMATIZAÇÃO

As unidades de tratamento deste trabalho foram dimensionadas e projetadas de acordo com a NBR – “12209 Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários” da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

5.3 ESTIMATIVA DE VAZÃO

A contribuição da população foi calculada conforme o consumo per capita de água obtido através do diagnóstico do SNIS. Por se tratar de uma fonte confiável para a realização deste tipo de projeto, o coeficiente de retorno a ser utilizado foi considerado conforme a recomendação da NBR 12209 (2011), que consiste em considerar que 80% da água consumida pelos residentes é lançada na rede de esgoto. As estimativas de crescimento populacional foram realizadas de acordo com modelos clássicos da literatura, o modelo aritmético, o geométrico e o método da extrapolação gráfica. Os coeficientes de variação horária, diária e anual foram obtidos na literatura consultada.

Foram utilizados os métodos da progressão aritmética, progressão geométrica e da extrapolação gráfica para estimar a população de projeto para um período de 20 anos.

5.4 DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES

O dimensionamento das unidades foi efetuado com base nas recomendações e metodologias apresentadas na literatura, de modo que se obtenham as eficiências esperadas.

5.4.1 Dimensionamento do reator UASB

Para o correto funcionamento do reator a velocidade ascensional e o tempo de detenção hidráulico devem respeitar alguns critérios. Segundo Jordão e Pessoa (2009), considerando que o município se encontra na faixa de temperatura média situada entre 18 °C e 20 °C o tempo de detenção no reator deve ser de no mínimo oito horas para a vazão média. A velocidade ascensional deve ser inferior a 0,7 m.h⁻¹ na vazão média e inferior a 1,2 m.h⁻¹ para a vazão máxima. Ao longo do compartimento de decantação a taxa de aplicação superficial não deve exceder 1,2 m³.(m².h)⁻¹ para garantir a recuperação de grânulos arrastados para fora da zona de digestão. O tempo de detenção no compartimento de decantação deve ser superior a 1,5 h para a vazão média e 1 h para a vazão máxima.

Após efetuado o dimensionamento foi definido o número de tanques para evitar volumes muito grandes.

5.4.2 Dimensionamento das lagoas facultativas não aeradas

Para o dimensionamento das lagoas facultativas não aeradas foi utilizado o critério referente à lagoas secundárias, com temperatura média no mês mais frio de 15°C e profundidade útil de 1,8 metros. Com base nestas suposições a lagoa foi dimensionada conforme as equações (7), (8), (9), e (10).

5.4.3 Dimensionamento de lagoas anaeróbias

O tempo de detenção hidráulico adotado foi de 4 dias, a proporção entre comprimento e largura da lagoa foi fixada em 2 para 1, com base nestas imposições as dimensões das lagoas foram obtidas.

5.4.4 Dimensionamento de lagoas de maturação

O tempo de detenção adotado para o dimensionamento das lagoas foi de 7 dias, com profundidade útil de 1 metro, a proporção de comprimento e largura das lagoas foi fixada em 4 para 1, e foram adotadas quatro lagoas em série.

5.5 LEVANTAMENTO DE CUSTOS

Após o dimensionamento da estação para os dois sistemas propostos foi efetuada uma estimativa de custo baseando-se em curvas de custo obtidas na literatura, embora Jordão e Pessoa (2009) recomendem que o uso destas informações deva ser feito criteriosamente, levando em consideração fatores regionais.

Devido à dificuldade de obtenção de dados referentes ao custo de implantação de estações de tratamento a estimativa de custo de implantação foi feita com base nas curvas de custo apresentadas por Jordão e Pessoa (2009), os autores fornecem além da representação da curva, a equação que a define, onde C representa o custo de implantação e Q_p a vazão em litros por segundo. A equação 11 define a curva de melhor ajuste para a implantação de lagoas de estabilização, enquanto a equação 12 representa a estimativa referente à implantação de sistemas de UASB com pós tratamento.

$$C = 22.996,51Q_p + 268.161,98 \quad (11)$$

$$C = 20.918,26Q_p + 423.457,69 \quad (12)$$

As equações foram corrigidas de acordo com o Índice Nacional de Custos da Construção, para aproximar o valor final do valor atual da execução das obras. Este índice leva em conta os custos de materiais e mão de obra para obras de construção civil, inclusive para obras públicas. Os valores apresentados por Jordão e Pessoa (2009) são corrigidos para o ano de 2002, portanto o índice considerado para atualizar os valores é o acumulado de 2002 a 2014, totalizando 178,30% de aumento de preço segundo o SINDUSCON – PR (2014).

5.6 REPRESENTAÇÃO DAS UNIDADES DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO

Uma vez realizada a seleção do sistema mais viável, foram elaborados croquis para visualização da geometria das unidades do sistema escolhido.

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

6.1 ESTIMATIVAS DE CRESCIMENTO POPULACIONAL

Para os três métodos foi considerado um período de projeto de 20 anos contados à partir de 2010, ano dos dados de referência.

Tabela 2 - População do município segundo censo

Ano	População
1991	14161
1996	13447
2000	13487
2007	13029
2010	13624

Fonte: Adaptado de IBGE

Para o método da progressão aritmética foi obtida uma população de 17.591 habitantes para o ano de 2030, enquanto para a progressão geométrica a população estimada é de 18.438 habitantes.

O crescimento segundo a extrapolação gráfica foi obtido aproximando o crescimento à uma curva polinomial de segundo grau, conforme a figura 5, a população final de projeto segundo este método seria de 17.662 habitantes.

A equação (13) representa a curva de melhor ajuste para os dados censitários, de posse dela a população para o ano de 2030 foi calculado.

$$Pop = 6,27766940666Ano^2 - 25.152,72735005Ano + 25.208.051,45186 \quad (13)$$

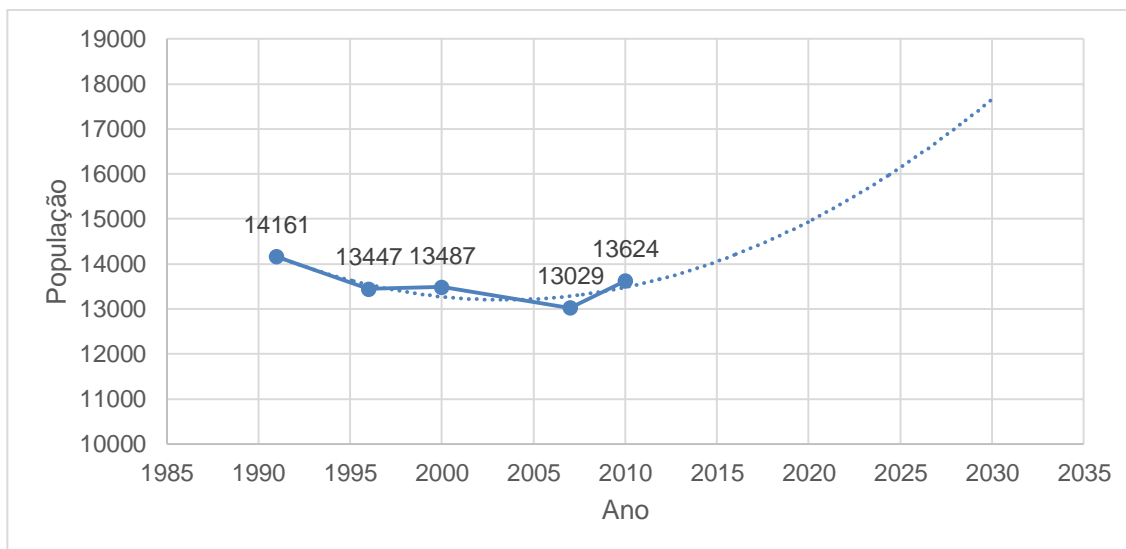


Gráfico 1: Representação do crescimento populacional segundo um polinômio de segundo grau.

Fonte: Autoria Própria.

Para o dimensionamento das unidades a população considerada foi a obtida através da extrapolação gráfica, visto que o método apresentou resultados mais coerentes.

6.2 DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES.

A população final utilizada para o projeto é de 17.663 habitantes para o ano de 2030. O consumo per capita é de $3,71 \cdot 10^{-3}$ litros por segundo, com coeficientes de variação de vazão k_1 , k_2 e k_3 considerados como 1,2 1,5 e 0,5 respectivamente. O coeficiente de retorno adotado foi de 80% resultando em vazões máxima, média e mínima de $94,5 \text{ l.s}^{-1}$ $52,5 \text{ l.s}^{-1}$ e $26,25 \text{ l.s}^{-1}$. A caracterização do esgoto foi feita com os valores da tabela 1, resultando nas contribuições de DBO e DQO de $186,91 \text{ mg.DBO.l}^{-1}$ e $373,83 \text{ mg.DQO.l}^{-1}$ os sólidos suspensos totais, voláteis e fixos são de $218,07 \text{ mg.l}^{-1}$, $163,77 \text{ mg.l}^{-1}$ e $54,30 \text{ mg.l}^{-1}$. Não foram consideradas vazão de infiltração e contribuições parasitárias pela inexistência de rede de esgoto no município, portanto o comprimento da rede não pode ser determinado sem ao menos um projeto da futura rede. Porém esta escolha é justificável pelo grande consumo de água per capita do município que encontra-se na ordem de 300 litros diários por habitante, este consumo provavelmente será reduzido à partir do início da cobrança de taxa de esgoto no município, que usualmente consiste em 80 por cento

da taxa de consumo de água, visto que o consumo de água nos municípios vizinhos situa-se em torno da metade do consumo de Peabiru. Conforme indicado na tabela 3.

Tabela 3: Dados utilizados no dimensionamento

Parâmetro	Unidade	Valor
População final	Habitantes	17.663
k1	Adimensional	1,2
k2	Adimensional	1,5
k3	Adimensional	0,5
Taxa de infiltração	Adimensional	0,5
Consumo per capita	l/s	$3,71 \times 10^{-3}$
Coefficiente de retorno	Adimensional	0,8
Vazão máxima	l/s	94,50
Vazão média	l/s	52,50
Vazão mínima	l/s	26,25
Vazão Máxima	m ³ /s	$9,45 \times 10^{-2}$
Vazão média	m ³ /s	$5,25 \times 10^{-2}$
Vazão Mínima	m ³ /s	$2,62 \times 10^{-2}$
Contribuição DBO	mg.DBO/l	186,91
Contribuição DQO	mg.DBO/l	373,83
Carga DBO	kgDBO/dia	660,30
Carga DQO	kg/DBO/dia	1.320,60
Sólidos Suspensos Totais	mg/l	218,07
Sólidos Suspensos Voláteis	mg/l	163,77
Sólidos Suspensos Fixos	mg/l	54,30

Fonte: Autoria Própria

6.2.1 Dimensionamento do reator UASB.

O volume de reatores necessário para o tratamento do efluente é de 1.511,95 m³. Para tanto o volume total deve ser dividido em quatro tanques, cada um com uma base de 12,7m de diâmetro e 4m de altura, totalizando 1.520,12 m³, garantindo uma velocidade ascendente de 0,5 m.h⁻¹. Com uma eficiência estimada em 70% a demanda de DBO efluente é de 56,07 mg.DBO.l⁻¹, conforme indicado na tabela 4.

Tabela 4 - Dimensionamento do reator UASB

Parâmetro	Unidade	Valor
DBO afluente	kgDBO/dia	660,30
Tempo de detenção no reator	Horas	8
Volume útil do reator	m ³	1.511,95
Diâmetro do reator	m	21,94
Altura do reator	m	4
Area da base	m ²	126,00
Base adotada	m	12,70
Volume final	m ³	1.520,12
Tempo de detenção real	Horas	8,04
Velocidade ascendente	m/h	0,50
Eficiência Esperada da unidade	Adimensional	70%
DBO efluente	mgDBO/litro	56,07

Fonte: Aatoria Própria

6.2.2 Dimensionamento do sistema de lagoas.

Para assegurar uma maior eficácia no tratamento do esgoto foi dimensionado um sistema composto por lagoas em anaeróbias, facultativas e de maturação em série, esta composição é denominada Sistema Australiano, considerando uma eficiência de quarenta por cento para as lagoas anaeróbias, oitenta e cinco por cento para as lagoas facultativas e oitenta e cinco por cento para as lagoas de maturação, conforme Von Sperling (2002) a DBO efluente para lançamento no corpo receptor é de 2,52 miligramas de DBO por litro de efluente.

6.2.2.1 Dimensionamento das lagoas anaeróbias.

A lagoa anaeróbia foi dividida em duas unidades em paralelo, o tempo de detenção hidráulico adotado foi de 4 dias, com profundidade de 4m. O volume necessário é de 18.143,43 m³. a relação entre horizontal e vertical do talude da

borda foi de duas unidades na horizontal para uma na vertical, conforme indicado na tabela 5.

Tabela 5 - Dimensionamento de lagoa anaeróbia

Parâmetro	Unidade	Valor
Tempo de detenção	Dias	4
Volume Total	m ³	18.143,43
Volume por lagoa	m ³	9.071,72
Profundidade útil	m	4
Área à meia profundidade	m ²	2.267,93
Menor dimensão à meia profundidade	m	33,67
Maior Dimensão à meia profundidade	m	67,35
Inclinação do Talude (H/V)	m/m	2
Borda Livre adotada	m	0,60

Fonte: Autoria Própria

De posse das dimensões necessárias para o funcionamento da lagoa, pode-se definir a geometria da mesma, sendo que a mesma deverá possuir 63,35m por 29,67m de fundo e 72,55m por 38,87m no nível do terreno, conforme apresentado na tabela 6.

Tabela 6 - Dimensões de projeto de cada uma das lagoas anaeróbias.

Dimensão	Comprimento (m)	Largura (m)
Terreno	72,55	38,87
Espelho D'água	71,35	37,67
Meia profundidade	67,35	33,67
Fundo	63,35	29,67

Fonte: Autoria Própria

6.2.2.2 Dimensionamento das lagoas facultativas.

Considerando um tempo de detenção de 9,25 dias e três lagoas operando em paralelo, o volume necessário em cada uma das lagoas é de 13.982,8 m³. Com uma profundidade útil de 1,8m as dimensões da cota intermediária da lagoa são de 176,28m por 44,07m. a taxa de aplicação de DBO é de 170,00 kg.DBO.ha⁻¹.dia⁻¹. Estas informações estão dispostas na tabela 7.

Tabela 7 - Dimensionamento das lagoas facultativas

Parâmetro	Unidade	Valor
Tempo de detenção	Dias	9,25
Número de Lagoas em paralelo	Unidade	3,00
Volume Total	m ³	41.948,41
Volume por lagoa	m ³	13.982,80
Profundidade útil	m	1,80
Área de espelho d'água	m ²	7.768,22
Menor dimensão superficial	m	44,07
Maior Dimensão superficial	m	176,28
Inclinação do Talude	m/m	2,00
Borda Livre adotada	m	0,6
Temperatura Média	°C	15,00
Taxa de aplicação de DBO	kg.DBO/ha.dia	170,00

Fonte: Autoria Própria

Atendendo a estas imposições e considerando a inclinação do talude de uma medida vertical para duas horizontais, obtém-se as dimensões para o fundo da lagoa de 172,68m e 40,47m. Já para a cota do terreno as dimensões são 177,48m por 45,27m. A geometria das lagoas facultativas está discriminada na tabela 8.

Tabela 8 - Geometria de cada uma das lagoas facultativas

Dimensão	Comprimento (m)	Largura (m)
Terreno	177,48	45,27
Espelho D'água	176,28	44,07
Meia profundidade	174,48	42,27
Fundo	172,68	40,47

Fonte: Autoria Própria

6.2.2.2 Dimensionamento das lagoas de maturação.

Devido ao grande volume necessário foram adotadas quatro lagoas de maturação, cada uma com volume útil de 7.937,5m³. A profundidade útil da lagoa é de 1m para garantir a desinfecção e a borda livre adotada é de 0,6m. As dimensões da cota intermediária da lagoa são de 159,38m por 39,84m. os parâmetros do dimensionamento estão discriminados na tabela 9.

Tabela 9 - Dimensionamento das lagoas de maturação

Parâmetro	Unidade	Valor
Tempo de detenção	Dias	7,00
Número de Lagoas	Unidade	4,00
Volume Total	m ³	31.751,00
Volume por lagoa	m ³	7.937,75
Profundidade útil	m	1,00
Área à meia profundidade	m ²	7.937,75
Menor dimensão à meia profundidade	m	39,84
Maior Dimensão à meia profundidade	m	159,38
Inclinação do Talude	m/m	2
Borda Livre adotada	m	0,60

Fonte: Autoria Própria

Considerando a inclinação do talude de uma unidade vertical para duas horizontais, o fundo da lagoa atinge dimensões em planta de 158,38m por 38,84m. Na cota do terreno a lagoa atinge 161,58m e 42,04m.

Tabela 10 - Geometria de cada uma das lagoas de maturação

Dimensão	Comprimento (m)	Largura (m)
Terreno	161,58	42,04
Espelho D'água	160,38	40,84
Meia profundidade	159,38	39,84
Fundo	158,38	38,84

Fonte: Autoria Própria

6.3 ESTIMATIVA DE CUSTOS DO SISTEMA

De posse dos dados referentes ao dimensionamento da estação de esgoto, o custo de implantação dos sistemas foi efetuado com uso das equações 11 e 12, para o sistema de lagoas e UASB respectivamente, as estimativas atualizadas de custo de implantação dos sistemas estão apresentados na tabela 11.

Tabela 11 - Custo estimado de cada um dos sistemas estudados

Sistema	Custo
Lagoas de estabilização	R\$ 4.106.139,70
UASB	R\$ 4.234.691,64

Fonte: Autoria Própria

Os Custos estimados são de ordem de grandeza semelhante, sendo que o sistema UASB custaria R\$ 128.551,94 a mais se comparado ao sistema de lagoas, o que tornaria o sistema de lagoas mais vantajoso em questão de custos de implantação. Porém em se tratando de uma estimativa em que não se pode

assegurar a precisão dos resultados obtidos, é mais coerente considerar que os sistemas apresentaram custos semelhantes.

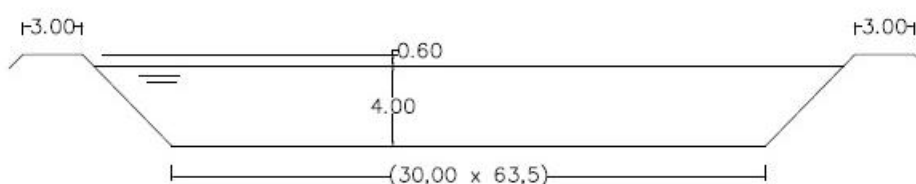
6.4 ESCOLHA DO SISTEMA DE TRATAMENTO

Como os custos estimados para a execução dos dois métodos são semelhantes, este não pode ser considerado um critério decisivo na escolha do sistema de tratamento.

Considerando outros fatores relevantes na escolha do sistema de tratamento, o sistema escolhido para o município de Peabiru é o Sistema Australiano de Lagoas, por promover maior eficiência na remoção de DBO além de operação e manutenção simplificadas em comparação ao UASB, dado que o município possui pequena área urbana e pouca perspectiva de crescimento a vantagem do sistema UASB quanto a área ocupada não foi decisiva na escolha do método.

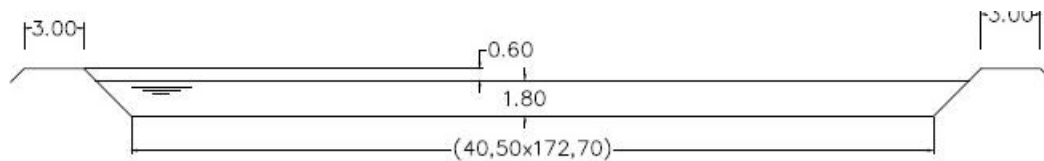
6.5 CROQUIS DAS LAGOAS

As unidades foram representadas com croquis em corte para melhor visualização de sua geometria, as figuras 3, 4 e 5 representam os cortes das lagoas anaeróbias, facultativas e de maturação respectivamente.



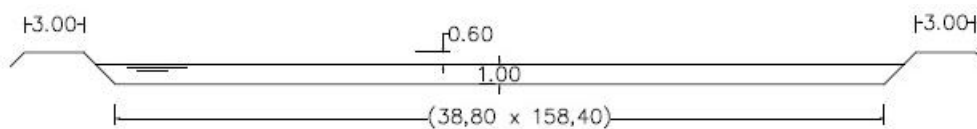
ESCALA 1: 350

Figura 3 Corte de uma das lagoas anaeróbias



ESCALA 1:350

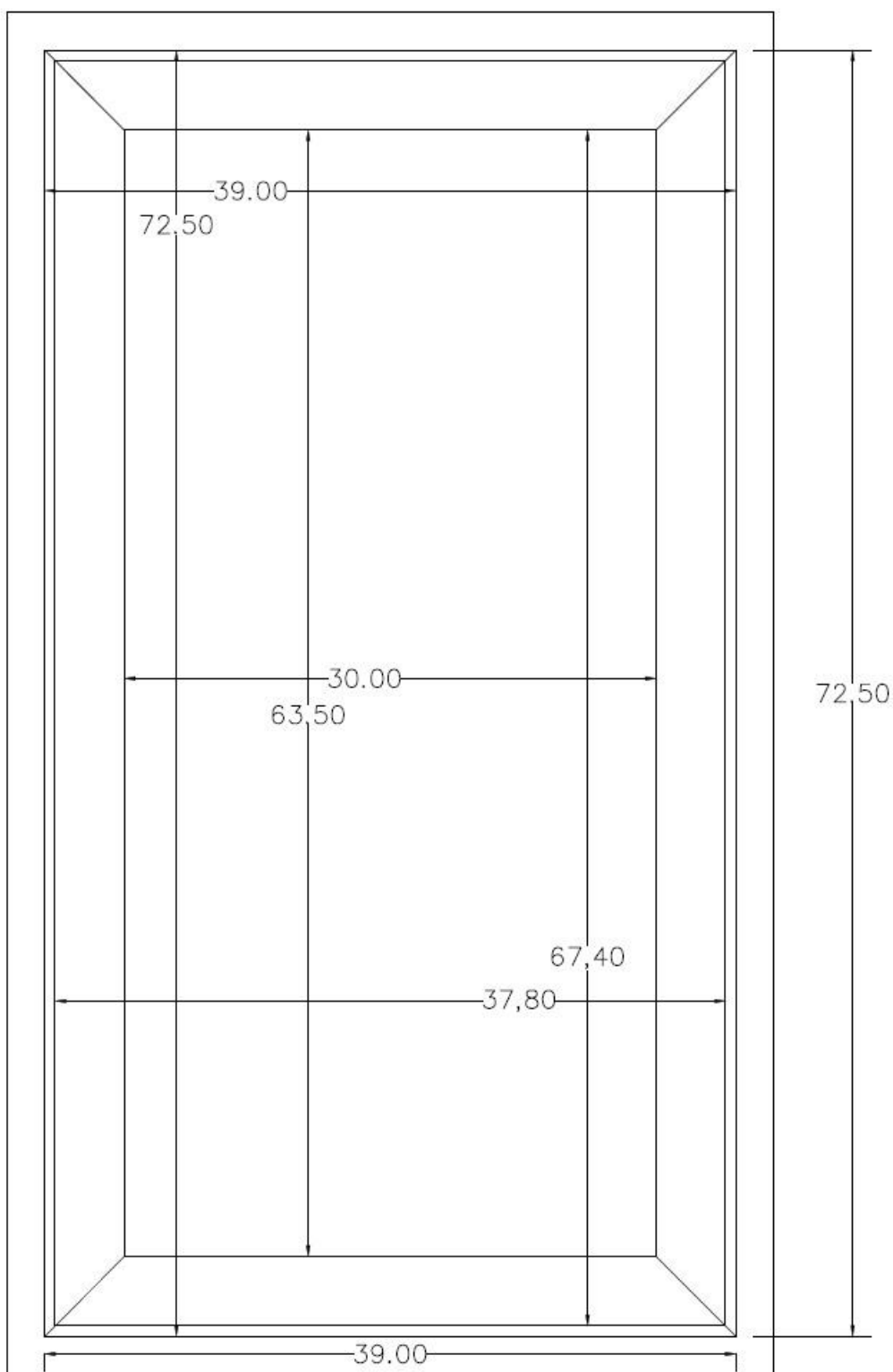
Figura 4 Corte de uma das lagoas facultativas



ESCALA 1:350

Figura 5 Corte de uma das lagoas de maturação

As unidades também foram representadas em planta, para melhor visualização de sua geometria, as figuras 6, 7 e 8 correspondem às plantas das lagoas anaeróbias, facultativas e de maturação respectivamente.



ESCALA 1: 350

Figura 6 Planta de uma das lagoas anaeróbias

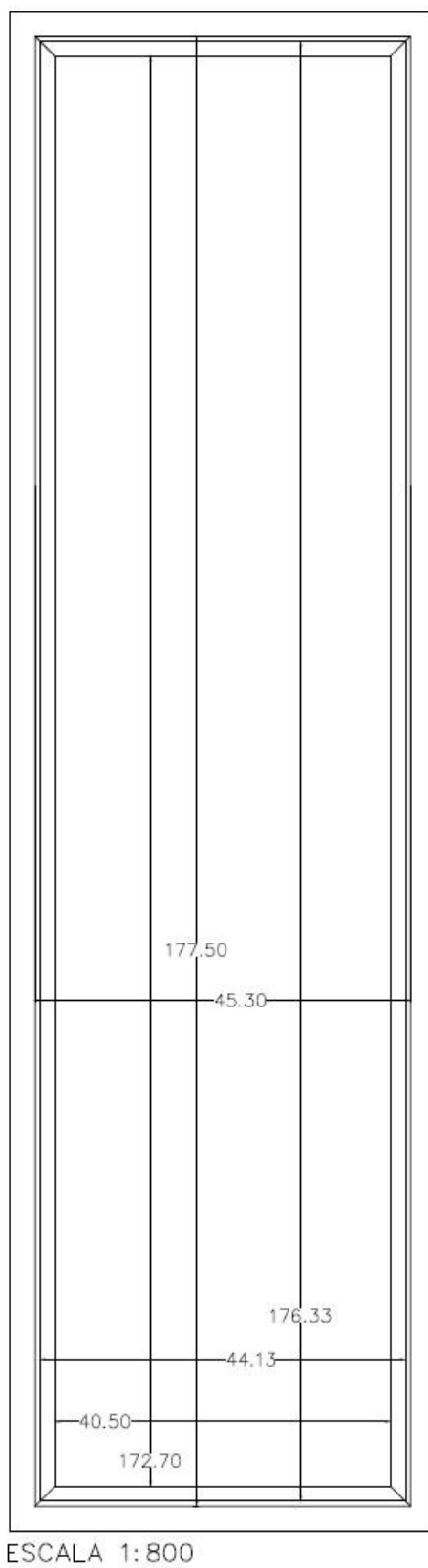
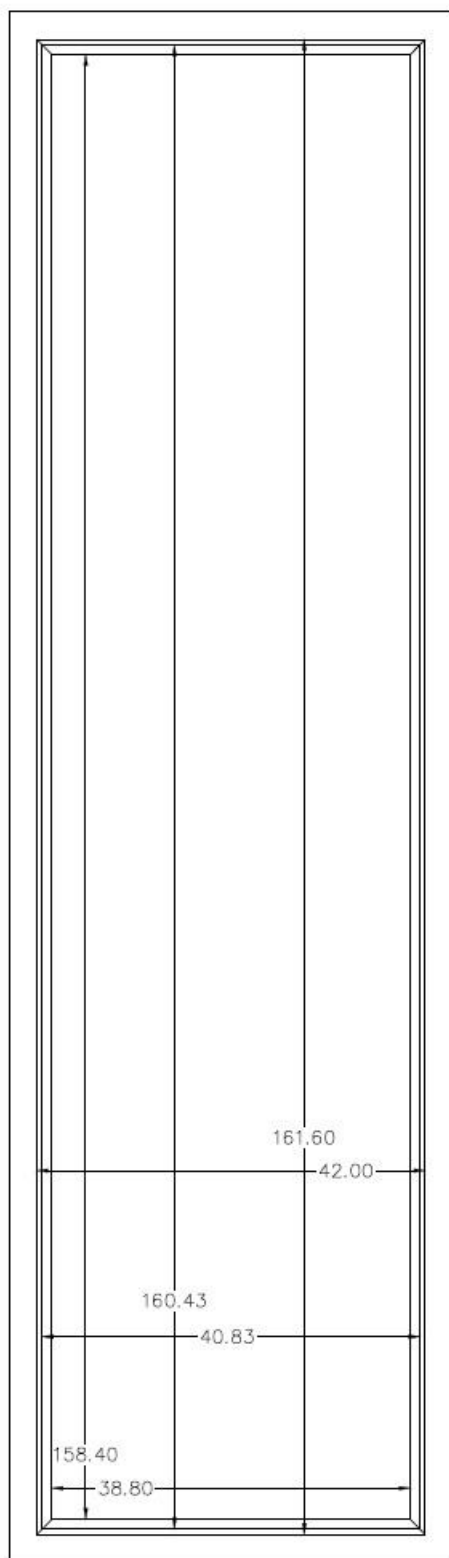


Figura 7 Planta de uma das lagoas facultativas



ESCALA 1: 750

Figura 8 Planta de uma das lagoas de maturação

7 CONCLUSÃO

Segundo o SNIS (2011) no estado do Paraná 65,4% dos domicílios do estado são atendidos por rede coletora de esgotos, sendo que 61,4% do esgoto gerado é tratado. A maior parte dos domicílios atendidos situam-se nas grandes e médias cidades do estado, onde o atendimento aos domicílios abrange praticamente toda a população, como o exemplo de Curitiba que possui 87,2% de sua população atendida.

A situação dos pequenos municípios do interior é mais crítica, sendo que a exemplo de Peabiru com coleta de esgotos inexistente, pode-se ainda citar Quinta do Sol e Fênix que também não possuem coleta de esgoto, mas além destes municípios existem também os que apresentam taxas muito baixas de coleta, como Engenheiro Beltrão com 12,1% de sua população atendida e Araruna com 17%. A situação precária da coleta e tratamento de esgotos nestes municípios é um retrato da falta de investimentos em saneamento no interior do estado.

Para um período de projeto de 20 anos a população considerada, baseada no método da extrapolação gráfica foi de 17663 habitantes. A vazão média de projeto foi de 52,50 litros por segundo. Embora os dados utilizados sejam de fontes oficiais, o consumo per capita do município é aproximadamente 2,3 vezes superior ao consumo médio dos municípios vizinhos, o que pode apontar um dado incoerente que deve ser verificado.

O município apresentou uma contribuição de 186,91 miligramas de DBO por litro de efluente, o que pode ser considerado um esgoto intermediário, o que é comum para efluentes domésticos.

Os custos estimados não se mostraram adequados para a escolha do tratamento, já que ambos os sistemas apresentaram valores muito próximos e o método utilizado para estimar os custos não possui precisão suficiente para que se possa afirmar que um método custaria mais que o outro.

O reator UASB necessitaria de apenas 2,87% da área total de lagoas para ser implantado. Porém ainda necessitaria de um sistema de pós tratamento, que poderia onerar o custo operacional, ou ocupar grandes áreas, no caso de lagoas de polimento.

O sistema de lagoas requer uma grande extensão para sua instalação, cerca de 1,76 hectares, desconsiderando as unidades de tratamento preliminar e áreas

administrativas da estação. Porém a perspectiva de expansão urbana do município não é grande, o que torna esta desvantagem pouco relevante na escolha do método. Vale ressaltar que a execução das lagoas e a operação das mesmas é simplificada quando comparada ao UASB.

Do ponto de vista da eficiência do tratamento as lagoas também se sobressaem, já que estas promovem a remoção de nutrientes e alta eficácia na remoção de coliformes, a redução da DBO também é superior ao sistema UASB, mesmo considerando unidades de pós tratamento, portanto a escolha mais coerente é o sistema de lagoas australiano.

8 REFERÊNCIAS

AISSE, Miguel Mansur. et al. Estudo comparativo do reator UASB e do reator anaeróbio compartimentado sequencial no tratamento de esgoto sanitário. Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental, 27., 2004. Disponível em: <http://intranetdoc.epagri.sc.gov.br/producao_tecnico_cientifica/DOC_3688.pdf >. Acesso em: 21 nov. de 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12209**: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. Rio de Janeiro, 2011

CAMPOS, Cláudio Milton Montenegro. et al. Desenvolvimento e operação de reator anaeróbico de manta de lodo (UASB) no tratamento dos efluentes da suinocultura em escala laboratorial. **Ciência e Agrotecnologia**, Lavras, V.30, n. 1, jan./fev., 2006. Disponível em: < <http://www.scielo.br/pdf/cagro/v30n1/v30n1a20.pdf> >. Acesso em 27 nov. 2013

CARVALHO, Karina Querne de. et al. Avaliação hidrodinâmica de reator UASB submetido à variação cíclica de vazão. **Engenharia Sanitária e ambiental**, Rio de Janeiro, V.13, n. 2, abr./jun., 2008. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/esa/v13n2/a13v13n2.pdf> >. Acesso em 27 jan. 2014

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE – CONAMA. Resolução 430 de 13 de maio de 2011. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=646> >. Acesso em 31 jan. 2014

DEPARTAMENTO DE ECONOMIA RURAL – DERAL. Valor Bruto da Produção Agropecuária. Disponível em: < <http://www.agricultura.pr.gov.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=156> >. Acesso em 16 jan. 2014.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. Sistema brasileiro de classificação de solos. Rio de Janeiro, 2006. Disponível em: < <http://www.infoteca.cnptia.embrapa.br/bitstream/doc/338818/1/sistemabrasileirodeclasificacaodossolos2006.pdf> > acesso em 02 jan. 2014

GOMES, Heber Pimentel. **Sistemas de Abastecimento de Água: Dimensionamento Econômico e Operação de Redes Elevatórias**. 2. ed. João Pessoa: Editora Universitária/UFPB, 2004.

INSTITUTO DE TERRAS CARTOGRAFIA E GEOCIÊNCIAS – ITCG. <
<http://www.itcg.pr.gov.br/> >

INSTITUTO PARANAENSE DE DESENVOLVIMENTO ECONÔMICO E SOCIAL –
IPARDES. < <http://www.ipardes.pr.gov.br> > acesso em 12 jan. 2014

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. Censo 2010.
Disponível em: <
<http://www.cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=411880> > acesso em
16 jan. 2014

JORDÃO, Eduardo Pacheco; PESSÔA, Constantino Arruda. **Tratamento de
Esgotos Domésticos**. Rio de Janeiro: Synergia, 2009.

MARTINELLI, Luiz Antonio. et al. Levantamento das cargas orgânicas lançadas nos
rios do estado de São Paulo. **Biota Neotropica** V. 2 ago. 2010. Disponível em:
<<http://www.scielo.br/pdf/bn/v2n2/a06v2n2.pdf> > acesso em 06 jan. 2014

MEDRI, Waldir; Ribeiro, Rejane Helena da costa; Perdomo, Carlos Cláudio. Estudo
econômico e avaliação preliminar de sistema de tratamento: Lagoas anaeróbia e
facultativa para dejetos suínos. Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e
Ambiental, 25., 1996 disponível em:
<<http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/aresidua/mexico/01448p04.pdf> > acesso em:
18 nov. 2013

OLIVEIRA, Sílvia M.A. Corrêa; Sperling, Marcos Von. Avaliação de 166 ETEs em
operação no país, compreendendo diversas tecnologias. Parte I análise de
desempenho. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, Rio de Janeiro, V.10, n. 4,
out./dez., 2005. Disponível em: < <http://www.scielo.br/pdf/esa/v10n4/a11v10n4.pdf> >
acesso em: 17 nov. 2013

SINDICATO DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO DO PARANÁ – SINDUSCON-PR.
<[Http://www.sinduscon-
pr.com.br/principal/home/?sistema=conteudos|conteudo&id_conteudo=310](http://www.sinduscon-pr.com.br/principal/home/?sistema=conteudos|conteudo&id_conteudo=310)> acesso
em 22 jul. 2014

SILVA, Júlia Ferreira da; Campos, Cláudio Milton Montenegro. Capacidade da lagoa
de estabilização, integrante de um sistema piloto, na remoção da carga orgânica
residuária do processamento do café por via úmida. **Ciência e Agrotecnologia**,
Lavras, V.34, n. 6, nov./dez., 2010. Disponível em:
<<http://www.scielo.br/pdf/cagro/v34n6/26.pdf> > acesso em: 03 jan. 2014

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO - SNIS.
Diagnóstico dos serviços de água e esgoto 2010. Brasília, 2012. Disponível em: <

<http://www.snis.gov.br/PaginaCarrega.php?EWRErterterTERTer=95> > acesso em 08 jan. 2014

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO - SNIS. Diagnóstico dos serviços de água e esgoto 2011. Brasília, 2013. Disponível em: < <http://www.snis.gov.br/PaginaCarrega.php?EWRErterterTERTer=95> > acesso em 08 mar. 2014

TSUTIYA, Milton Tomoyuki; SOBRINHO, Pedro Alem. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. 2. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.

TSUTIYA, Milton Tomoyuki. **Abastecimento de Água**. 3. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

VON SPERLING, Marcos. **Lagoas de estabilização: Princípios básicos do tratamento de esgotos**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2002.

VON SPERLING, Marcos. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias: Princípios básicos do tratamento de esgotos**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.