

Universidade Federal do Rio de Janeiro

Engenharia Civil

LUIZ HENRIQUE BARBOZA DE SOUZA

**DIMENSIONAMENTO DE UM SISTEMA *WETLAND* CONSTRUÍDO
PARA O TRATAMENTO DE ESGOTOS NO DISTRITO DE TAMOIOS-
CABO FRIO/RJ**

MACAÉ, RIO DE JANEIRO

2017

Luiz Henrique Barboza de Souza

**DIMENSIONAMENTO DE UM SISTEMA *WETLAND* CONSTRUÍDO
PARA O TRATAMENTO DE ESGOTOS NO DISTRITO DE TAMOIOS-
CABO FRIO/RJ**

Trabalho de conclusão de curso apresentado a Universidade Federal do Rio de Janeiro como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Rafael Malheiro S.A. Ferreira, Dsc.

Coorientador: Prof. Beatriz Rohden Becker, Msc.

Macaé, Rio de Janeiro

2017

Nome: BARBOZA DE SOUZA, Luiz

Título: Dimensionamento de um sistema *wetland* construído para o tratamento de esgotos no distrito de Tamoios-Cabo Frio/RJ

Trabalho de conclusão de curso apresentado a Universidade Federal do Rio de Janeiro como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Macaé, 02 de agosto de 2017

Prof. Dr Rafael Malheiro S.A. Ferreira

Professor orientador

Prof. Beatriz Rohden Becker

Professora coorientadora

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter mudado minha vida concedendo-me uma nova chance para recomeçar.

Aos meus pais por estarem sempre presentes, apoiando-me na conclusão deste sonho.

Aos professores Rafael Malheiro e Beatriz Becker por terem aceitado orientar-me neste projeto; por todas as reuniões e esforços empenhados.

Aos amigos que entenderam o motivo das minhas ausências e permaneceram juntos, sempre me incentivando a continuar, trazendo para os momentos de ansiedade a cura através do tatame e surf.

A todos, que de alguma forma contribuíram para o sucesso deste trabalho.

BARBOZA DE SOUZA, Luiz. **Dimensionamento de um sistema *wetland* construído para o tratamento de esgotos no distrito de Tamoios-Cabo Frio/RJ**. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Bacharelado em Engenharia Civil. Campus Macaé. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2017.

Resumo

O segundo distrito do município de Cabo Frio, Tamoios, com aproximadamente 50 mil habitantes e em constante crescimento populacional, encontra-se em situação precária no que diz respeito ao tratamento de seu esgoto. O distrito, em sua totalidade, conta apenas com sistemas individuais de tratamento de esgoto, que em sua maioria são: fossa, filtro e sumidouro. Na tentativa de reverter esse quadro, está sendo proposto neste trabalho uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) do tipo *Wetland*. A Estação foi dimensionada para a região, capaz de atender com segurança uma população projetada para 10 anos. Através de análises da região, identificou-se um potencial para se instalar tecnologia inspirada nos *Wetlands* Naturais, devido à grande oferta de área. A região conta com inúmeras lagoas artificiais, as quais serão readequadas para promover os *Wetlands* Construídos que, também conhecidos como leitos filtrantes plantados, banhados construídos, zona de raízes, entre outros, farão o tratamento terciário da ETE, removendo fósforo e nitrogênio do efluente. Parte da Demanda Bioquímica por Oxigênio (DBO) será também removida pelos *Wetlands*. A maior parte da DBO deve ser tratada nos sistemas antecessores do *Wetland*, que são a Lagoa de Aeração e Lagoa de Sedimentação, estimado em 80% de remoção. Para remoção de nitrogênio e fósforo, o dimensionamento, através dos valores adotados de concentrações no esgoto e expressão matemática, indicou uma área necessária de 52 hectares, tornando-se um grande desafio para o projeto. Mesmo havendo disponibilidade desta área, espera-se que para um caso real, alguns parâmetros usados neste trabalho sejam ajustados para a situação local como, por exemplo, a cinética de primeira ordem envolvida na expressão usada para o cálculo da área e os dados meteorológicos. Com isso, a demanda por área diminuiria e a necessidade de utilização de aeradores mecânicos, certamente, seria moderada. As pesquisas no local da ETE possibilitariam o tratamento do esgoto sanitário de forma sustentável, já que conciliaria economia, qualidade ambiental e a vocação social do projeto.

BARBOZA DE SOUZA, Luiz. **Dimensionamento de um sistema *wetland* construído para o tratamento de esgotos no distrito de Tamoios-Cabo Frio/RJ**. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Bacharelado em Engenharia Civil. Campus Macaé. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2017.

ABSTRACT

Tamoios, the second district of the municipality of Cabo Frio, which has approximately 50 thousand inhabitants and a remarkable population growth, is in a precarious situation regarding to its sewage treatment. The entire district has only individual sewage treatment systems, which are mostly: septic tank, filter and sink. In order to change this scenario, a Sewage Treatment Station has been proposed in this work. The station was designed for the region, suitable to attain the projected population within the next 10 years. Through analysis of the region, it was observed the great potential to install the treatment technology inspired in the natural wetlands, due the large area availability. The region has numerous artificial ponds, which will be suitable to create the constructed wetlands. Called by many authors as reed bed filters, constructed wetlands, root zone, among others, the Wetlands will do the tertiary treatment of the Sewage Treatment Station, removing phosphorus and nitrogen from the effluent. Part of the Biochemical Oxygen Demand (BOD) will also be removed into the Wetlands. Most of the BOD was treated in the previous equipments of the station, which are the aeration lagoon and the sedimentation pond, with estimated removal of 80%. In order to remove nitrogen and phosphorus, the greater challenge of this project, the dimensioning indicated an area of 52 hectares, considering the adopted values of sewage concentrations in and the mathematical formulas. Even if this area were available in the study region, it is expected that, for a real implementation, some parameters used in this work will be adjusted for local situation. For example, the first order kinetics used in the formula to calculate the area and the collection of weather data. As a result, area demand would probably decrease and the need for mechanical aerators would certainly be less. The site survey at the place planned to install the Sewage Treatment Station would enable the sanitary sewage treatment in a sustainable way, since it would associate the economical feasibility, environmental quality and social issues of the project.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3-1 - Relação de microrganismos de importância	14
Figura 3-2 – Sistema de gradeamento em ETE	15
Figura 3-3 - Caixa de areia em ETE.....	16
Figura 3-4 - Layout de lagoa aerada seguida por lagoa de decantação	21
Figura 3-5 - Possibilidades de combinações de wetlands construídas	27
Figura 3-6 - Desenho esquemático dos principais componentes de um <i>Wetland</i> Construído de FS.....	28
Figura 3-7 - Desenho esquemático dos principais componentes de um <i>Wetland</i> Construído de FSS	29
Figura 3-8 - Modelo esquemático de uma <i>Wetland</i> natural	30
Figura 3-9 - Ciclo simplificado do Nitrogênio em <i>Wetlands</i>	32
Figura 3-10 - Esquema simplificado dos processos que ocorrem com fósforo em <i>Wetlands</i>	36
Figura 3-11 - Distribuição das espécies de fósforo na água a 25°C	37
Figura 3-12 - Ciclo do fósforo na Biomassa em <i>wetlands</i>	39
Figura 3-13 - Ilustração microscópica de um solo	40
Figura 3-14 - <i>Eichornia crassipes</i> (aguapé)	42
Figura 3-15 - <i>Scirpus lacustris</i>	44
Figura 4-1 - Layout da ETE, seguindo o fluxo do efluente dentro do sistema.....	47
Figura 4-2 - Sistema de esgotamento separador e combinado	49
Figura 4-3 - Fluxo dentro do desarenador.....	56
Figura 4-4 - Caixa de areia tipo canal com velocidade constante e calha Parshall	57
Figura 5-1 - Célula 1 com área média de 22 hectares.....	79
Figura 5-2 - Célula 2 com área de 12 hectares	79
Figura 5-3 - Célula 3 com área de 18 hectares	80

LISTA DE QUADROS

Quadro 4-1 - Parâmetros fornecidos pela ABNT NBR 12209:2011 para eventuais cálculos na ausência de dados pesquisados in loco.....	48
Quadro 4-2 - Padrão de residência, considerando-se a área construída e a área do lote	52
Quadro 4-3 - Vazão per capita de água e contribuição per capita de esgoto	52
Quadro 4-4 - Valores de N, K e da Largura Nominal da calha	57
Quadro 4-5 - Eficiência de Remoção em porcentagem de DBO, N e P	58
Quadro 5-1 - Progressão Linear para população de Tamoios.....	64
Quadro 5-2 - Parâmetros de entrada na estação	70
Quadro 5-3 - Concentração de equilíbrio de oxigênio dissolvido na água limpa.....	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1 - Porcentagem de fósforo nos tecidos de plantas usadas em <i>wetlands</i>	38
Tabela 3-2 - Concentração de Fósforo (mg/l) em diversas alturas num <i>wetland</i> em solo saturado.....	41
Tabela 4-1 - Consumo <i>per capita</i> de água	50
Tabela 4-2 - Valores de N e P presentes no esgoto.....	59
Tabela 4-3 - Parâmetros para cálculo da área requerida por uma Wetland de Fluxo Superficial.....	63

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
ETA	Estação de Tratamento de Água
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
FUNASA	Fundação Nacional de Saúde
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INEA	Instituto Estadual do Ambiente
ONG	Organização Não Governamental
ONU	Organização das Nações Unidas
PLANSAB	Plano Nacional de Saneamento Básico
PNRH	Plano Nacional de Recursos Hídricos
SNIS	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
SINGREH	Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos
WCFSS	<i>Wetland</i> Construído de Fluxo Subsuperficial
WCFS	<i>Wetland</i> Construído de Fluxo Superficial

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 5-1 - Relação nº de habitantes versus ano, para população de Tamoios	65
Gráfico 5-2 - Temperatura e precipitação para Tamoios ao longo do ano.....	67

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVO	4
2.1	OBJETIVO GERAL.....	4
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
3	REVISÃO DE LITERATURA	5
3.1	SANEAMENTO AMBIENTAL	5
3.2	SITUAÇÃO DO SANEAMENTO NO BRASIL	7
3.3	PARÂMETROS DE QUALIDADE DAS ÁGUAS	9
3.4	ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE EFLUENTES	14
3.4.1	<i>Tratamento Preliminar.....</i>	<i>15</i>
3.4.1.1	Gradeamento	15
3.4.1.2	Desarenação	16
3.4.2	<i>Tratamento Secundário.....</i>	<i>16</i>
3.4.2.1	Lagoas de Estabilização.....	17
3.4.3	<i>Tratamento Terciário.....</i>	<i>18</i>
3.5	LAGOA AERADA DE MISTURA COMPLETA	18
3.6	WETLAND CONSTRUÍDO	21
3.6.1	<i>Fatores que influenciam a eficiência das wetlands.....</i>	<i>24</i>
3.6.1.1	Fatores climáticos.....	24
3.6.1.2	Solo e Geologia.....	25
3.6.1.3	Fatores Biológicos.....	25
3.6.1.4	Características das Águas Residuárias Afluentes.....	26
3.6.2	<i>Tipos de wetlands</i>	<i>26</i>
3.6.2.1	<i>Wetlands Construídos de Fluxo Superficial (WCFS).....</i>	<i>27</i>
3.6.2.2	<i>Wetlands Construídas de Fluxo Subsuperficial (WCFSS).....</i>	<i>28</i>
3.6.2.3	<i>Wetlands Naturais</i>	<i>29</i>
3.6.3	<i>Processamento do Nitrogênio dentro das Wetlands.....</i>	<i>31</i>
3.6.3.1	Amonificação.....	32
3.6.3.2	Nitrificação.....	33
3.6.3.3	Desnitrificação.....	33
3.6.3.4	Fixação do Nitrogênio.....	34
3.6.3.5	Assimilação do Nitrogênio	35
3.6.3.6	Volatilização da Amônia	35
3.6.4	<i>Processamento do Fósforo dentro dos Wetlands.....</i>	<i>35</i>
3.6.4.1	Fósforo nas macrófitas	38
3.6.4.2	Fósforo contido na Biomassa	38
3.6.4.3	Retirada e Armazenamento de Fósforo pela Biota.....	39
3.6.4.4	Sedimentação e Sorção de Fósforo	40
3.6.5	<i>Tipos de Macrófitas</i>	<i>41</i>

3.6.5.1	Macrófitas Flutuantes	42
3.6.5.2	Macrófitas Emergentes.....	44
3.6.5.3	Macrófitas Submersas.....	45
4	METODOLOGIA	47
4.1	VAZÃO DE PROJETO.....	48
4.2	CONCENTRAÇÃO DE CARGA ORGÂNICA	51
4.3	REMOÇÃO DE SÓLIDOS GROSSEIROS	52
4.4	REMOÇÃO DE AREIA	54
4.5	TRATAMENTO PRIMÁRIO E SECUNDÁRIO	58
4.6	LAGOA AERADA DE MISTURA COMPLETA.....	59
4.7	WETLAND CONSTRUÍDO	62
5	DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA	64
5.1	CÁLCULOS PRELIMINARES.....	64
5.1.1	<i>População</i>	<i>64</i>
5.1.2	<i>Vazão de Projeto.....</i>	<i>65</i>
5.1.3	<i>Concentração de Carga Orgânica</i>	<i>66</i>
5.1.4	<i>Temperatura.....</i>	<i>66</i>
5.2	TRATAMENTO PRELIMINAR.....	67
5.2.1	<i>Medidor de vazão (Calha Parshall).....</i>	<i>67</i>
5.2.2	<i>Remoção de sólidos grosseiros</i>	<i>68</i>
5.2.3	<i>Remoção de areia</i>	<i>69</i>
5.3	TRATAMENTO PRIMÁRIO E SECUNDÁRIO	70
5.3.1	<i>Dimensionamento da lagoa aerada</i>	<i>70</i>
5.3.1.1	<i>Dimensionamento do sistema de aeração</i>	<i>71</i>
5.3.2	<i>Dimensionamento da lagoa de sedimentação.....</i>	<i>75</i>
5.4	DIMENSIONAMENTO DO WETLAND CONSTRUÍDO.....	76
5.4.1	<i>Área requerida para remoção de Nitrogênio.....</i>	<i>76</i>
5.4.2	<i>Área requerida para remoção de fósforo</i>	<i>77</i>
5.4.3	<i>Escolha da área do Wetland para remoção de nutrientes.....</i>	<i>78</i>
5.4.4	<i>Relação comprimento-largura (C:L) do wetland</i>	<i>80</i>
5.4.5	<i>Profundidade das wetlands.....</i>	<i>81</i>
5.4.6	<i>Tempo de detenção hidráulico para WCFS.....</i>	<i>81</i>
6	CONCLUSÃO	83
	REFERENCIAS.....	90

1 INTRODUÇÃO

A situação do atendimento aos serviços relativos a coleta e tratamento adequado do esgoto sanitário ainda é precária no Brasil. Dados anteriores ao Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB) de 2013 apontavam que somente 39% dos esgotos gerados no Brasil eram efetivamente tratados. Este índice é muito baixo comparado ao acesso à água encanada e à energia elétrica, que sofreram avanços na primeira década dos anos 2000. Em relação à coleta e tratamento dos esgotos sanitários existem diferenças entre as regiões geográficas brasileiras, de 46% no Centro Oeste até 14% na região Norte, mas também existem desigualdades dentro dos limites municipais, havendo maior atendimento nos distritos-sede em detrimento dos outros distritos e, também, das zonas urbanas em detrimento da zona rural.

Considerando a falta de acesso ao serviço de coleta e tratamento de esgoto ou o serviço ineficiente, a maior consequência para o meio-ambiente é o lançamento de esgotos sem o devido tratamento ou com concentrações acima dos limites permitidos pela legislação ambiental disponibilizada pelo Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). O problema se torna circular, pois afeta a qualidade do corpo hídrico onde o esgoto é lançado, e acaba por restringir o uso por outros usuários. Sabe-se que estes problemas não sanados geram grandes prejuízos à saúde e ao bem estar da população, além de aumentar significativamente o custo do tratamento da água a ser consumida pela população.

Um dos objetivos perseguidos pela Lei nº 11.445/2007, que instituiu as diretrizes nacionais para o Saneamento Básico, é a universalização dos serviços públicos de saneamento básico e responsabilização do Estado e dos operadores locais pelo fornecimento adequado de serviços de saneamento básico à população. O Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB), de 2013, prevê que a coleta e tratamento de esgoto deva ser atendida em índice de 93% das áreas urbanas até 2033 (PLANSAB, 2013).

Neste contexto, sistemas ecológicos de tratamento de esgoto podem ser implementados no sentido de reforçar o atendimento e a universalização deste serviço. Um exemplo são os *Wetlands* Construídos (WC), que se apresentam como uma opção para tratamento de esgotos em comunidades e aglomerações municipais

que não possuem tratamento de esgoto. Os WC são sistemas de tratamento de esgoto com tecnologia bem desenvolvida e possuem baixo custo de implantação. Outra característica importante é o fato deste sistema ser escalável desde um domicílio até cidades de médio porte (200.000 habitantes).

Neste trabalho, este tipo de sistema de tratamento será proposto para o 2º Distrito de Cabo Frio-RJ, por se tratar de uma região com pequena população, atualmente cerca de 50 mil habitantes, e pela grande oferta de área alagada, requisito intrínseco à instalação dos WC.

Esta região está localizada sobre a Bacia Hidrográfica Lagos São João, cuja área é de 3.825 km², abrangendo 12 municípios, são eles: Araruama, Saquarema, São Pedro da Aldeia, Cabo Frio, Armação de Búzios, Arraial do Cabo, Iguaba Grande, Silva Jardim, integralmente situados na área da Bacia, e Rio Bonito, Maricá, Cachoeiras de Macacu, Casemiro de Abreu, parcialmente situados.

Estes municípios já contam com estações de tratamento de esgoto, porém, nem todos tratam das águas residuais da totalidade de suas áreas. Em Cabo Frio, por exemplo, o fornecimento d'água e tratamento do esgoto é feito pela Prolagos S/A - Concessionária de Serviços Públicos de Água e Esgoto, que possui um sistema principal de captação d'água no reservatório de Juturnaíba e redes de tratamento de esgoto, mas que tratam somente das águas residuais do Distrito sede. Esta, possui ainda, uma Estação de Tratamento de Água (ETA) compacta, chamada Sistema Tamoios-Unamar, que capta água doce, originada de recarga pluvial, que escoam sub-superficialmente do lençol lenticular, aflorando em uma pequena lagoa artificial (oriunda de escavação para extração de areia). Este sistema abastece toda a região do 2º Distrito de Cabo Frio, porém sem contar com o devido tratamento do esgoto gerado, visto que a disposição final é individual.

A maior parte do esgoto de Tamoios é tratado com o sistema fossa-filtro-sumidouro, que na maioria dos casos são construídos em desacordo com as normas pertinentes, causando a contaminação do lençol freático da região, que pode atuar no abastecimento da lagoa da qual é usada pela Prolagos para abastecer a região. A fim de frear a contaminação dos lençóis freáticos, e possibilitar um melhor tratamento das águas residuais, culminando em seu reuso, justifica-se a instalação de uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) com uso de WC em um dos lagos

artificiais da região de Tamoios. Esta solução foi tomada para atender o tratamento das águas residuais do município de Araruama, ocupando uma área de 11 hectares com capacidade de tratamento de 200 L/s, atendendo com eficiência a população atual de aproximadamente 100 mil habitantes.

2 OBJETIVO

2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho consiste no dimensionamento de uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) em conformidade com as leis e normas vigentes, para o 2º Distrito de Cabo Frio (RJ), a fim de atender uma população de projeto para os próximos 10 anos. O sistema contará com 4 níveis de tratamento: preliminar, primário, secundário e terciário.

A tecnologia aplicada ao tratamento do esgoto para o nível terciário será baseada no funcionamento dos *Wetlands* Naturais. O tratamento primário e secundário será realizado por Lagoa aerada seguida por Lagoa de sedimentação. A etapa do tratamento preliminar será suprida por sistemas convencionais como: gradeamento, caixa de areia e calha Parshall.

2.2 Objetivos Específicos

- Revisão literária acerca de sistemas de tratamento de esgoto, com foco nas Lagoas aeradas de mistura completa e *Wetlands* Construídos;
- Escolha da área que receberá a Estação de Tratamento de Esgoto, bem como seus módulos para o manejo do efluente;
- Dimensionamento do sistema, contemplando a área alagada, volumes, composição das espécies utilizadas com ação depuradora do esgoto e tempo de detenção hídrica;
- Projeção da trajetória do efluente, mostrada através de layout;
- Elaboração de tabela com parâmetros, desejados e esperados, do efluente tratado, comparados com normas específicas.

3 REVISÃO DE LITERATURA

3.1 Saneamento Ambiental

Os movimentos a favor do meio ambiente tomaram força com a chegada da Revolução Industrial. Poetas e escritores espalhados pelo mundo exaltavam a beleza da natureza e pregavam o retorno à vida simples, regrada pelos valores implícitos na natureza.

Um grande temor surgiu com o fim da Segunda Guerra Mundial, a possível poluição por radiação era a causadora dos temores. O uso de pesticidas químicos sintéticos provocou um novo salto dos movimentos ambientalistas no ano de 1962, baseado na publicação do livro de Rachel Carson, “A Primavera Silenciosa”. Cientistas e autores daquela época propunham a necessidade de respeitar o ecossistema em que vivemos para proteger a saúde humana e o meio ambiente.

Com o fim da tumultuada década de 1960, seus mais altos ideais e visões começaram a ser colocados em prática. Entre estes estava a visão ambiental – agora, literalmente, um fenômeno global. Enquanto a preocupação universal sobre o uso saudável e sustentável do planeta e de seus recursos continuou a crescer, em 1972 a Organização das Nações Unidas (ONU) convocou a Conferência das Nações Unidas sobre o Ambiente Humano, em Estocolmo (Suécia) (ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS, 2017).

O produto gerado ao fim deste evento foi a declaração de 19 princípios que representam um Manifesto Ambiental para a geração atual e a vindoura. Este Manifesto apresentou o caminho que a humanidade deveria seguir para a preservação e melhoria do meio ambiente.

Chegamos a um ponto na História em que devemos moldar nossas ações em todo o mundo, com maior atenção para as consequências ambientais. Através da ignorância ou da indiferença podemos causar danos maciços e irreversíveis ao meio ambiente, do qual nossa vida e bem-estar dependem. Por outro lado, através do maior conhecimento e de ações mais sábias, podemos conquistar uma vida melhor para nós e para a posteridade, com um meio ambiente em sintonia com as necessidades e esperanças humanas...

(Conferência da ONU sobre o Meio Ambiente, Estocolmo, 1972, § 6)

Em 1983, através do convite para estabelecer e presidir a Comissão Mundial sobre o Meio Ambiente e Desenvolvimento, feito pelo Secretário-Geral da ONU, a ex-Primeira Ministra da Noruega e mestre em saúde pública, Gro Harlem Brundtland, trouxe ao mundo sua visão acerca da saúde. Esta ultrapassa as barreiras do mundo médico para os assuntos ambientais e de desenvolvimento humano.

O conceito de desenvolvimento sustentável foi mais bem exposto no relatório publicado pela Comissão à qual Brundtland presidia.

Um mundo onde a pobreza e a desigualdade são endêmicas estará sempre propenso à crises ecológicas, entre outras...O desenvolvimento sustentável requer que as sociedades atendam às necessidades humanas tanto pelo aumento do potencial produtivo como pela garantia de oportunidades iguais para todos.

Na sua essência, o desenvolvimento sustentável é um processo de mudança no qual a exploração dos recursos, o direcionamento dos investimentos, a orientação do desenvolvimento tecnológico e a mudança institucional estão em harmonia e reforçam o atual e futuro potencial para satisfazer as aspirações e necessidades humanas.

(BRUNDTLAND, G.H; Nosso Futuro Comum; 1987)

Os conceitos elaborados pela Comissão culminaram na realização da Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente e o Desenvolvimento. Em 1992, no Rio de Janeiro, a “Cúpula da Terra” adotou a “Agenda 21”, que consiste em um diagrama para a proteção do nosso planeta e seu desenvolvimento sustentável.

Na Agenda 21, os governos delinearam um programa detalhado de ação para afastar o mundo do atual modelo insustentável de crescimento econômico, direcionando para atividades que protejam e renovem os recursos ambientais, no qual o crescimento e o desenvolvimento dependem. As áreas de ação incluem: proteger a atmosfera; combater o desmatamento, a perda de solo e a desertificação; prevenir a poluição da água e do ar; deter a destruição das populações de peixes e promover uma gestão segura dos resíduos tóxicos. (ONU, 2017)

A Agenda 21 vai além das questões ambientais para abordar os padrões de desenvolvimento danosos ao meio ambiente. É externado: a pobreza e a dívida externa dos países em desenvolvimento; padrões insustentáveis de produção e consumo; pressões demográficas e a estrutura da economia internacional. O programa de ação também recomendou meios de fortalecer o papel desempenhado pelos grandes grupos – mulheres, organizações sindicais, agricultores, crianças e

jovens, povos indígenas, comunidade científica, autoridades locais, empresas, indústrias e Organizações Não Governamentais (ONGs) – a fim de promover o desenvolvimento sustentável.

Após todas estas conferências foram criados diversos órgãos para assegurar a execução dos objetivos firmados nos diversos tratados. Com o passar do tempo muitas outras conferências também foram organizadas, sempre a fim de reafirmar compromentimentos passados e modelar o futuro conforme as diversas problemáticas que surgem com o aumento da população.

O motivo de tantas conferências e tratados produzidos ao longo do tempo está ligado, entre outros motivos, ao grande crescimento dos aglomerados urbanos, que por muitas vezes se instalam sem qualquer tipo de planejamento acerca da utilização dos recursos naturais.

A água, por exemplo, insumo indiscutivelmente essencial para a manutenção da vida na terra, vem sofrendo grandes prejuízos quanto a sua potabilidade ou mudança das suas características naturais. Despejos irregulares de efluentes não tratados são a principal causa deste dano.

O conjunto de medidas para preservar as condições do meio ambiente, prevenir doenças e melhorar as condições de saúde pública, é a caracterização do que chamamos Saneamento. As ações de saneamento ambiental se constituem em uma meta social diante de sua essencialidade à vida humana e à proteção ambiental.

Em 2012, 89% da população mundial utilizava alguma fonte improvisada de água para consumo e 64% uma instalação improvisada de saneamento (WHO, 2014).

3.2 Situação do Saneamento no Brasil

No ano de 2007 a Lei Federal 11.445 foi sancionada e estabelece as diretrizes nacionais e a política federal de saneamento básico. Ficou definido com a nova lei que o planejamento do saneamento básico é dever do município, e a

prestação dos serviços pode ser feita pelo ente público municipal ou por concessionária pública e/ou privada.

O descaso com o tratamento dos esgotos sanitários e a distribuição de água potável é considerado um dos maiores problemas ambientais da população brasileira. Segundo o Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento (SNIS), no Brasil 82,5% dos brasileiros são atendidos com abastecimento de água tratada, que configura um cenário onde cerca de 35 milhões de brasileiros não contam com este serviço básico. O mesmo estudo ainda diz que, a cada 100 litros de água coletada e tratada, em média, apenas 63 litros são consumidos. Ou seja, 37% da água tratada no Brasil é perdida, seja com vazamentos, roubos e ligações clandestinas, falta de medição ou medições incorretas no consumo de água, resultando no prejuízo de R\$ 8 bilhões (SNIS, 2015).

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2007), 47,2% da população não possui rede coletora de esgoto. Isso significa que quase 100 milhões de habitantes não dispõem desses serviços; o problema é ainda mais grave nas comunidades rurais e de baixa renda. Segundo o SNIS mais de 3,5 milhões de brasileiros, nas 100 maiores cidades do país, despejam esgoto irregularmente, mesmo tendo redes coletoras disponíveis.

Segundo o Ministério das Cidades a região Norte é a que conta com a menor oferta do serviço de coleta e tratamento de esgoto, cerca de 14,4% do esgoto é tratado, em contrapartida a região com maior porcentagem de atendimento ao serviço é a Centro-Oeste com 46,4 % do esgoto tratado. A região Sudeste segue logo atrás com 43,9% de esgoto tratado, seguida pelas regiões Sul e Nordeste, atingindo respectivamente 43,9% e 28,8% do esgoto tratado.

A qualidade e o acesso aos serviços de saneamento estão diretamente relacionados à saúde pública. Água encanada e tratada é considerada um grande benefício para as comunidades, mas se esse serviço não vier acompanhado de um sistema de tratamento de esgoto adequado poderá, em certos casos, não acabar com os problemas de saúde relacionados à veiculação hídrica, tais como verminoses, hepatite e diarreia. A Fundação Nacional de Saúde (FUNASA) destaca que, a cada R\$ 1,00 investido no setor de saneamento, cerca de R\$ 4,00 é economizado com a saúde (FUNASA, 1994).

Sabe-se que o custo para universalizar o acesso aos quatro serviços do saneamento (água, esgotos, resíduos sólidos e drenagem pluvial) é de R\$ 508 bilhões, no período de 2014 a 2033. Para universalização da água e dos esgotos esse custo cai para R\$ 303 bilhões em 20 anos (PLANSAB, 2014). Contudo, não são vistos esforços das autoridades competentes para que este prazo seja cumprido ou mesmo para que novas técnicas sustentáveis e baratas sejam postas em prática a fim de reduzir estes custos.

3.3 Parâmetros de qualidade das águas

Segundo o autor Von Sperling (1996), o conceito de qualidade da água vai além de uma simples caracterização através da fórmula molecular H_2O . Isto porque a água, devido às suas propriedades de solvente e à sua capacidade de transportar partículas, incorpora a si diversas impurezas, as quais definem a qualidade da água.

A água tem sua qualidade alterada de acordo com as interferências do homem e também devido aos fenômenos naturais. Pode-se dizer que a qualidade de uma determinada água é função das condições naturais e do uso e da ocupação do solo na bacia hidrográfica.

Os fenômenos naturais podem mudar os parâmetros de qualidade da água através do escoamento superficial e pela infiltração durante as precipitações de chuvas. Já o Homem, atua de forma mais agressiva no que diz respeito a alteração dos parâmetros físicos e químicos da água. Despejos domésticos e industriais de esgoto e a forma como usa e ocupa o solo são as principais fontes poluidoras antrópicas.

Para caracterizar uma água são determinados diversos parâmetros, que são indicadores da qualidade da água e se constituem não conformidade quando alcançam valores superiores aos estabelecidos para determinado uso. As características físicas, químicas e biológicas da água estão associadas a uma série de processos que ocorrem no corpo hídrico e em sua bacia de drenagem. Ao se abordar a questão da qualidade da água, é fundamental ter em mente que o meio líquido apresenta duas características marcantes, que condicionam, de maneira

absoluta, a conformação desta qualidade: capacidade de dissolução e capacidade de transporte.

A Lei nº 9.433/1997, também conhecida como “Lei das Águas”, instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH). Segundo a Lei das Águas, a PNRH tem 06 (seis) fundamentos:

- A água é considerada um bem de domínio público;
- É um recurso natural limitado, dotado de valor econômico;
- Prevê, ainda, que a gestão dos recursos hídricos deve proporcionar os usos múltiplos das águas;
- A lei também prevê que em situações de escassez o uso prioritário da água é para o consumo humano e a dessedentação de animais;
- Outro fundamento é o de que a bacia hidrográfica é a unidade de atuação do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos (SINGREH) e de implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos;
- Ainda, a gestão dos recursos hídricos deve ser descentralizada e contar com a participação do Poder Público, dos usuários e das comunidades.

A qualidade requerida para água está definida com base nas concentrações máximas permitidas para determinadas substâncias, preconizados nas Resoluções CONAMA 357/05, 396/08 e 430/2011, que dispõem sobre a classificação e diretrizes ambientais para o enquadramento das águas subterrâneas e superficiais e estabelecem as condições e padrões de lançamento de efluentes. Os principais indicadores da qualidade da água são separados sob os aspectos físicos, químicos e biológicos.

Segundo Von Sperling (1996) todos os contaminantes da água, com exceção dos gases dissolvidos, contribuem para a carga de sólidos. Portanto, é dada maior atenção a este parâmetro. De forma resumida, pode-se dizer que os sólidos podem ser classificados de acordo com suas características físicas (tamanho ou estado) ou suas características químicas.

Pode-se dizer que as características físicas da água, de forma resumida, são:

- Cor – responsável pela coloração na água, é a provocada pela presença de substâncias dissolvidas. Normalmente ácidos húmicos e tanino. Não

necessariamente representa riscos a saúde, mas tem um aspecto indesejável do ponto de vista de consumidores, que podem questionar sua confiabilidade;

- Turbidez – representa o grau de interferência com a passagem da luz através da água, conferindo uma aparência turva à mesma. É constituída pela presença de substâncias suspensas. Normalmente causada por descargas de esgoto doméstico e presença de micro-organismos, mas também por partículas de rocha, argila e silte. Sua origem natural não traz inconvenientes sanitários diretos, mas pode servir de abrigo para microrganismos patogênicos. Já a origem antropogênica pode estar associada a compostos tóxicos e organismos patogênicos;
- Sabor e odor – sensações subjetivas causadas por impurezas dissolvidas. Não representa riscos à saúde, mas torna-se indesejável devido a confiabilidade por parte dos consumidores;
- Temperatura – é a medição da intensidade do calor, tem grande influência sobre reações de coagulação, oxidação e desinfecção.

As características químicas da água, de forma resumida, são:

- pH – teoricamente representa o potencial hidrogeniônico, ou seja, representa a intensidade de uma condição ácida ou alcalina. Provocado por sólidos dissolvidos e gases dissolvidos. Não tem implicação em termo de saúde pública, a não ser que seus níveis sejam extremamente baixos ou altos;
- Alcalinidade – é uma medição da capacidade da água de neutralizar os ácidos. Caracterizada pela presença de bicarbonatos, carbonatos ou hidróxidos. Não tem significado sanitário. É de grande importância no controle da água;
- Dureza – presença de cátions metálicos, principalmente Ca^{2+} e Mg^{2+} . A dureza correspondente à alcalinidade é denominada dureza carbonato, enquanto que as demais formas são caracterizadas como dureza não carbonato. A dureza carbonato é sensível ao calor. Causa incrustações em tubulações e precipitação de sabão;
- Ferro e manganês – tem pouco significado sanitário, no entanto confere à água sabor metálico e coloração amarelada, provoca incrustações em tubulações e proliferação de ferrobactérias;
- Cloretos, sulfatos e sólidos totais – todas as águas naturais, em maior ou menor escala, contêm íons resultantes da dissolução de minerais. Os cloretos (Cl^-) são advindos da dissolução de sais (ex: cloreto de sódio). Eles conferem sabor

salino. O teor de cloretos indica poluição por esgotos domésticos. Sulfatos causam efeito laxativo.

- Impurezas orgânicas e nitrogênio – dentro do ciclo do nitrogênio na biosfera, este alterna-se entre várias formas e estados de oxidação. No meio aquático, o nitrogênio pode ser encontrado nas seguintes formas: (a) nitrogênio molecular (N_2), escapando para a atmosfera, (b) nitrogênio orgânico (dissolvido e em suspensão), (c) amônia, (d) nitrito (NO_2^-) e (e) nitrato (NO_3^-). Sua presença pode indicar poluição recente ou remota. O processo de conversão do nitrogênio têm implicações na operação das estações de tratamento de esgotos.

- Fósforo - apresenta-se principalmente nas formas de ortofosfato, polifosfato e fósforo orgânico. Os ortofosfatos são diretamente disponíveis para o metabolismo biológico sem necessidade de conversões a formas mais simples. As formas em que os ortofosfatos se apresentam na água (PO_4^{3-} , HPO_4^{2-} , $H_2PO_4^-$, H_3PO_4) dependem do pH, sendo a mais comum na faixa usual de pH o HPO_4^{2-} . Os polifosfatos são moléculas mais complexas com dois ou mais átomos de fósforo. O fósforo orgânico é normalmente de menor importância. Estão presentes na forma de sólidos suspensos e dissolvidos. É proveniente de despejos domésticos, despejos industriais, detergentes, excrementos de animais e fertilizantes. Sua presença em lagos e lagoas podem levar ao processo de eutrofização.

- Oxigênio dissolvido - o oxigênio dissolvido (OD) é de essencial importância para os organismos *aeróbios* (que vivem na presença de oxigênio). Durante a estabilização da matéria orgânica, as bactérias fazem uso do oxigênio nos seus processos respiratórios, podendo vir a causar uma redução da sua concentração no meio. Dependendo da magnitude deste fenômeno, podem vir a morrer diversos seres aquáticos, inclusive os peixes. Caso o oxigênio seja totalmente consumido, têm-se as condições *anaeróbias* (ausência de oxigênio), com geração de maus odores. Depende da quantidade e do tipo de matéria orgânica presente na água;

- Matéria Orgânica - está presente nos corpos d'água e nos esgotos domésticos e industriais, é de extrema importância, pois é a causadora principal de poluição das águas: o consumo do oxigênio dissolvido pelos microrganismos nos seus processos metabólicos de utilização e estabilização da matéria orgânica. Seus principais componentes orgânicos são os compostos de proteína, os carboidratos, a

gordura e os óleos, além da ureia, surfactantes, fenóis, pesticidas e outros em menor quantidade. A matéria carbonácea divide-se nas seguintes frações: (a) não biodegradável (em suspensão e dissolvida) e (b) biodegradável (em suspensão e dissolvida).

- Micropoluentes inorgânicos - uma grande parte dos micropoluentes inorgânicos são tóxicos. Entre estes, tem especial destaque os metais pesados. Entre os metais pesados que se dissolvem na água incluem-se o arsênio, cádmio, cromo, chumbo, mercúrio e prata. Vários destes metais se concentram na cadeia alimentar, resultando num grande perigo para os organismos situados nos degraus superiores. Felizmente as concentrações dos metais tóxicos nos ambientes aquáticos naturais são bem pequenas. Além dos metais pesados, há outros micropoluentes inorgânicos de importância em termos de saúde pública, como os cianetos, o flúor e outros. São provenientes de despejos industriais, atividades mineradoras, atividades de garimpo e agricultura.

- Micropoluentes orgânicos - alguns materiais orgânicos são resistentes à degradação biológica, não integrando os ciclos biogeoquímicos, e acumulando-se em determinado ponto do ciclo (interrompido). Entre estes, destacam-se os defensivos agrícolas, alguns tipos de detergentes (ABS, com estrutura molecular fechada) e um grande número de produtos químicos. Uma grande parte destes compostos, mesmo em reduzidas concentrações, está associada a problemas de toxicidade. Sua origem são alguns vegetais com madeira, despejos industriais, detergentes, processamento e refinamento do petróleo e defensivos agrícolas.

Os parâmetros biológicos são de extrema importância para a engenharia, visto que os microrganismos são os grandes responsáveis pela transformação da matéria dentro dos ciclos biogeoquímicos. Sabe-se também que a qualidade biológica da água é requerida devido à potencialidade de transmissão de doenças, principalmente a do grupo dos coliformes.

A figura 3.1 ilustra a relação de microrganismos de interesse para a qualidade biológica da água.

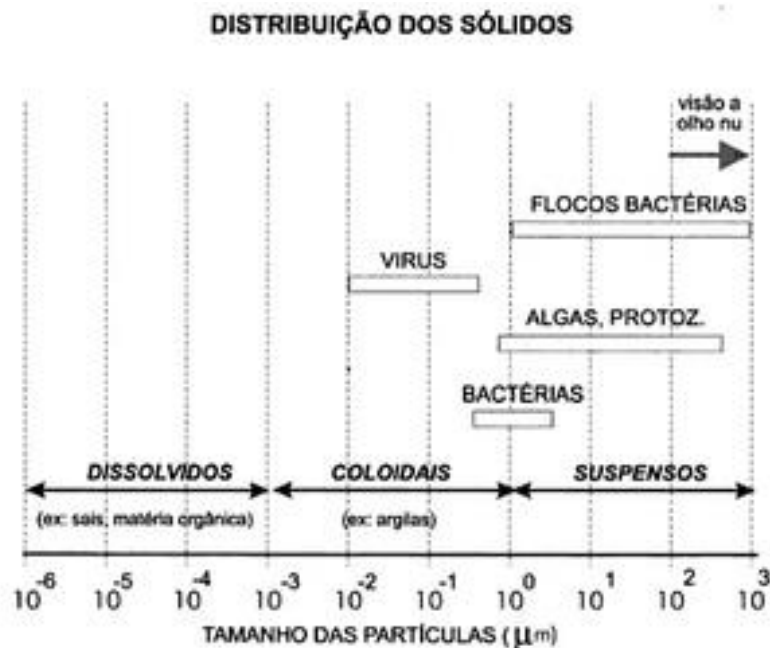


Figura 3-1 - Relação de microrganismos de importância
 Fonte: Marcos Von Sperling (1996)

Algumas doenças de veiculação hídrica são: Disenteria bacilar, Cólera, Leptospirose, Febre tifoide, Giardíase, Esquistossomose, Dengue, Febre amarela e outras. Os sintomas mais brandos podem gerar uma leve dor cabeça e febre, os mais severos podem levar o paciente a óbito.

A poluição ambiental resulta do acúmulo de resíduos gerados pelas atividades humanas. O inter-relacionamento do *homem* com o *meio ambiente* tem sido sensivelmente desvantajoso para esse último visto que as atividades do homem, predatórias de um modo geral, são realizadas numa escala de tempo muito curta o que dificulta a capacidade de auto recuperação do meio ambiente.

3.4 Estações de Tratamento de Efluentes

O funcionamento de uma Estação de Tratamento de Efluente (ETE) compreende basicamente as seguintes etapas: tratamento preliminar (gradeamento e desarenação), tratamento primário (floculação e sedimentação), tratamento secundário (processos biológicos de oxidação), tratamento do lodo e tratamento terciário (polimento da água). Dependendo da classificação do corpo receptor, pode ser omitida uma das etapas (CONAMA, 2005).

3.4.1 Tratamento Preliminar

Constituído unicamente por processos físicos. Nesta etapa, é feita a remoção dos materiais em suspensão, através da utilização de grelhas e de crivos grossos (gradeamento), e a separação da água residual das areias a partir da utilização de canais de areia (desarenação) ou equipamentos.

3.4.1.1 Gradeamento

Etapa na qual ocorre a remoção de sólidos grosseiros, onde o material de dimensões maiores do que o espaçamento entre as barras é retido. Há grades grosseiras (espaços de 5,0 a 10,0 cm), grades médias (espaços entre 2,0 a 4,0 cm) e grades finas (entre 1,0 e 2,0 cm), que têm pôr objetivo reter o material sólido grosseiro em suspensão no efluente. As principais finalidades do gradeamento são: proteção dos dispositivos de transporte dos efluentes (bombas e tubulações); proteção das unidades de tratamento subsequentes e proteção dos corpos receptores.

A figura 3.2 ilustra a entrada do esgoto em uma ETE, passando primeiro pelo sistema de grades para remoção dos sólidos grosseiros.



Figura 3-2 – Sistema de gradeamento em ETE

Fonte: SITEL/CORSAN, 2017

3.4.1.2 Desarenação

Etapa na qual ocorre a remoção da areia por sedimentação. Este mecanismo ocorre da seguinte maneira: os grãos de areia, devido às suas maiores dimensões e densidade, vão para o fundo do tanque, enquanto a matéria orgânica, de sedimentação bem mais lenta, permanece em suspensão, seguindo para as unidades seguintes.

As finalidades básicas da remoção de areia são: evitar abrasão nos equipamentos e tubulações; eliminar ou reduzir a possibilidade de obstrução em tubulações, tanques, orifícios, sifões, e facilitar o transporte do líquido, principalmente a transferência de lodo, em suas diversas fases.

A figura 3.3 ilustra a entrada do esgoto em uma ETE, passando pelas grades e posteriormente, ao lado direito, pela caixa de areia.



Figura 3-3 - Caixa de areia em ETE

Fonte: Próprio autor.

3.4.2 Tratamento Secundário

Nesta etapa predominam os mecanismos biológicos, e o objetivo é principalmente a remoção de matéria orgânica e eventualmente nutrientes (nitrogênio e fósforo). Os principais processos são: lagoas de estabilização, reatores anaeróbios, processos de disposição sobre o solo e lodos ativados.

Os processos podem ser aeróbicos ou anaeróbicos. Os processos aeróbicos simulam o processo natural de decomposição, com eficiência no tratamento de partículas finas em suspensão. O oxigênio é obtido por aeração mecânica (agitação) ou por insuflação de ar. Já os anaeróbicos consistem na estabilização de resíduos feita pela ação de microrganismos anaeróbicos, na ausência de ar ou oxigênio elementar.

3.4.2.1 Lagoas de Estabilização

De acordo com Mara (Apud PASSOS, 2012, p.29), as lagoas de estabilização são grandes unidades construídas com diques de terra nas quais o esgoto é tratado por processos completamente naturais que envolvem algas e bactérias. No tratamento de esgotos domésticos, esse tipo de sistema é utilizado com sucesso e com grandes vantagens, dada a associação entre simplicidade operacional e elevadas eficiências de remoção de poluentes que se observa no tratamento.

As principais desvantagens estão relacionadas aos elevados requisitos de área, à variação do desempenho com as condições climáticas e a eventual necessidade de remoção de algas do efluente para o cumprimento de padrões de lançamento.

De forma mais abrangente, Jordão e Pessôa (2011) classificam as lagoas de estabilização como:

- *anaeróbias*: nas quais predominam processos de fermentação anaeróbia; imediatamente abaixo da superfície não existe oxigênio dissolvido;
- *facultativas*: nas quais ocorrem, simultaneamente, processos de fermentação anaeróbia, oxidação aeróbia e redução fotossintética; uma zona anaeróbia de atividade bêntica é sobreposta por uma zona aeróbia de atividade biológica, próxima à superfície; as lagoas facultativas são chamadas *primárias*, quando recebem esgoto bruto, e *secundárias* quando recebem o efluente de outra lagoa, em geral anaeróbia;
- *estritamente aeróbias*: nas quais se chega a um equilíbrio da oxidação e da fotossíntese para garantir condições aeróbias em todo meio;

- *de maturação*: têm como objetivo principal remover organismos patogênicos; reduz bactérias, vírus, cistos de protozoários e ovos de helmintos; a parcela de redução de sólidos em suspensão e da DBO é negligenciável;
- *de polimento*: têm como objetivo principal o refinamento de outro processo biológico, em particular de um reator anaeróbio de fluxo ascendente, objetivando uma remoção adicional de DBO, nutrientes e organismos patogênicos;
- *aeradas*: nas quais se introduz o oxigênio no meio líquido através de um sistema mecânico de aeração; as lagoas aeradas podem ser estritamente aeradas ou aeradas facultativas. As lagoas aeradas de mistura completa devem ser seguidas de uma lagoa de sedimentação;

3.4.3 Tratamento Terciário

O tratamento terciário pode ser empregado com a finalidade de se conseguir remoções adicionais de poluentes em águas residuárias, antes de sua descarga no corpo receptor e/ou para recirculação em sistema fechado. Essa operação é também chamada de “polimento”.

Em função da qualidade desejada para o efluente, os processos de tratamento terciário são muito diversificados; no entanto podem-se citar as seguintes etapas: filtração, cloração ou ozonização para a remoção de bactérias, absorção por carvão ativado, e outros processos de absorção química para a remoção de cor, redução de espuma e de sólidos inorgânicos tais como: eletrodialise, osmose reversa e troca iônica.

3.5 Lagoa aerada de mistura completa

O objetivo das Lagoas aeradas é a diminuição de área requerida para o tratamento de esgoto, se comparadas com as lagoas de estabilização. Ao se fazer a aeração da lagoa, o oxigênio necessário às reações metabólicas dos microrganismos responsáveis pelo tratamento é suprida artificialmente (NUVOLARI, 2014).

Segundo Além Sobrinho e Rodrigues (1982), Metcalf e Eddy (1991) e Von Sperling (1996) (Apud Nuvolari, 2014, p.377), as Lagoas aeradas funcionam como reatores de lodos ativados, sem o reciclo do lodo. Portanto, o tempo de detenção hidráulico é igual a idade do lodo.

Os aeradores mecânicos mais comumente utilizados em lagoas aeradas são unidades de eixo vertical que, ao rodarem em alta velocidade, causam um grande turbilhonamento na água. Este turbilhonamento propicia a penetração do oxigênio atmosférico na massa líquida, onde ele se distribui, passando a constituir o denominado “oxigênio dissolvido”. Com isto, consegue-se maior e mais rápida introdução de oxigênio no meio líquido do que em sistemas que utilizem aeração natural (lagoa facultativa convencional), o que concorre para mais rápida decomposição do material orgânico. Para evitar condições limitantes de oxigênio dissolvido no meio líquido, a sua concentração na lagoa aerada deve ser de 1-2 mg L⁻¹. Com a aeração mecânica, consegue-se baixar o tempo de detenção da água residuária e, por consequência, as necessidades de área para instalação do sistema de tratamento (MATOS, 2005).

As lagoas aeradas podem ser de dois tipos: aeradas facultativas e aeradas de mistura completa seguida de lagoa de decantação. É dita aerada facultativa quando o grau de turbulência no líquido, causado pelos aeradores, for suficiente apenas para a oxigenação do meio, mas não para manter os sólidos (bactérias e sólidos presentes) em suspensão na massa líquida. Desta forma, os sólidos tendem a sedimentar e constituir a camada de lodo de fundo, a ser decomposta anaerobiamente. Apenas a DBO solúvel e finamente particulada permanece na massa líquida, vindo a sofrer decomposição aeróbia (NUVOLARI, 2014).

No sistema constituído por lagoa aerada de mistura completa seguida de lagoa de decantação, o turbilhonamento proporcionado pelos aeradores é suficientemente elevado para suspender e manter os sólidos (material orgânico e biomassa microbiana) dispersos no meio líquido, ou em mistura completa.

A maior concentração de bactérias no meio líquido e a maior interação do material orgânico com as bactérias, aumenta a eficiência do sistema na remoção da DBO, possibilitando que se obtenha redução no volume da lagoa quando em comparação à necessária para uma lagoa aerada facultativa, no tratamento, em iguais condições, da água residuária. No entanto, o efluente deverá conter grande

concentração de sólidos (bactérias) em suspensão, que devem ser removidos antes do lançamento no corpo hídrico receptor, o que pode ser proporcionado por uma lagoa de decantação secundária (MATOS, 2005).

O tempo de detenção típico na lagoa aerada, tratando esgotos domésticos, deve ser da ordem de 2 a 4 dias, enquanto o necessário para a remoção da biomassa proveniente da lagoa aerada de mistura completa deve ser de cerca de 2 dias na lagoa de decantação secundária. A remoção do lodo formado nas lagoas de decantação deve ser feita após o período de alguns anos de operação do sistema (NUVOLARI, 2014).

As principais vantagens de sistemas com lagoas aeradas são apresentarem construção, operação e manutenção relativamente simples, requisitos de área inferiores aos sistemas de lagoas facultativas e anaeróbio-facultativas, maior independência das condições climáticas locais que os sistemas de lagoas facultativas e anaeróbio-facultativas, relativamente alta eficiência na remoção da DBO, ligeiramente superior às obtidas em sistemas com lagoas facultativas, satisfatórias resistências às variações de carga e reduzidas possibilidades de maus odores. No caso das lagoas aeradas de mistura completa seguida de lagoa de decantação, além das vantagens citadas, há, também, menor requisito de área dentre todos os sistemas de lagoas de estabilização.

As desvantagens desses sistemas são a necessidade da introdução de equipamentos, o aumento no nível de sofisticação do processo e os requisitos de energia relativamente elevados. No caso de sistemas com lagoas aeradas de mistura completa seguida de lagoa de decantação, a necessidade de contínua remoção do lodo deve também ser incluída entre as desvantagens do sistema.

A figura 3.4 apresenta um padrão de layout para estações de tratamento de esgoto que possuem o sistema lagoa aerado seguido por lagoa de decantação.

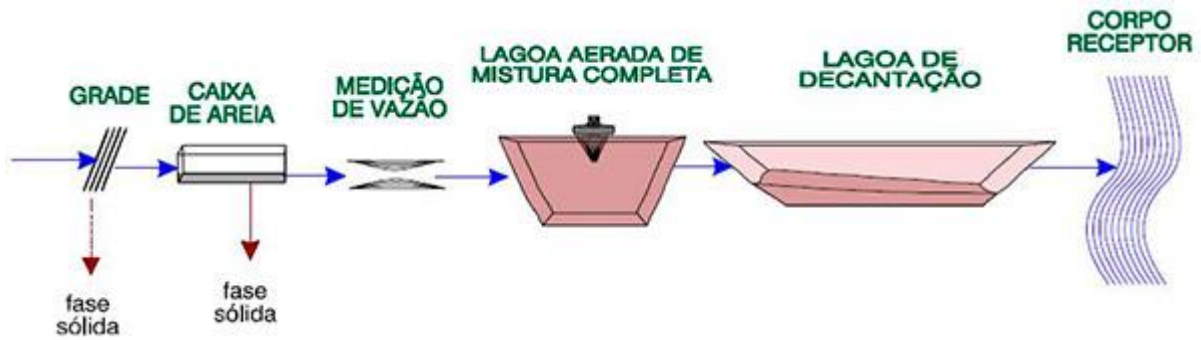


Figura 3-4 - Layout de lagoa aerada seguida por lagoa de decantação

Fonte: SNATURAL & NATURALTEC, 2017

3.6 Wetland Construído

Os *Wetlands* (áreas alagadas) constituem um tipo de ecossistema que passam uma parte significativa (ou toda parte) do tempo, cobertos por água à pouca profundidade.

Os estudos revelam que os *wetlands* naturais apresentam uma grande capacidade de alterar a qualidade das águas que por elas passam através da ação de diversos mecanismos físicos, químicos e biológicos. Devido a este fato, os *wetlands* têm sido introduzidos de maneira artificial, como uma forma de tratamento de águas poluídas, por diversas formas, sendo estas denominadas *wetlands* construídos.

Os *wetlands* construídos são, tipos de sistemas artificiais manejáveis, que têm despertado acentuado interesse mundial. Segundo WETZEL (1993, apud SALATI, 2009, p.2) isto se deve em parte ao movimento preservacionista de *wetlands* naturais, tendo em vista que o seu uso indevido provocou profundas alterações descaracterizando estas áreas.

Os *Wetlands* Construídos têm sido empregados no tratamento de águas residuárias domésticas, industriais, agrícolas e do *runoff* urbano e rural. Do ponto de vista de remoção de poluentes, a literatura (KADLEC & KNIGHT, 1996 apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p.3), relata que estes sistemas apresentam capacidade de remoção de poluentes, tais como: DBO, organismos patogênicos, material em suspensão, nutrientes, metais pesados e compostos orgânicos tóxicos.

É sabido que, além da natureza do poluente, existem outras variáveis que podem afetar o desempenho de um *Wetland* no que diz respeito a sua eficiência na remoção, como: tipo de solo, meteorologia, hidrologia, hidrodinâmica, flora, fauna e regras de operação e manejo do sistema.

Os *Wetlands* Construídos normalmente são vantajosos quando comparados aos sistemas convencionais de tratamento. Algumas dessas vantagens são as possibilidades de baixo custo de construção, operação e manutenção; pouco ou nenhum uso de energia elétrica; podem ser implementados no próprio local onde a água residuária é gerada; são flexíveis e resistem a variações de carga sem muito comprometimento de sua eficiência (Hammer, 1989; Brix, 1993; Kadlec e Knight, 1996; Moshiri, 1998; Neralla et al., 2000; Platzer et al., 2007a; Shutes, 2001 apud BEGOSSO, 2009, p.6). Além disso, podem ser integrados perfeitamente à paisagem natural (Platzer et al., 2007a) e o apelo estético da presença de vegetação colabora para a redução nos índices de rejeição ao sistema de tratamento de águas residuárias por parte da população (Zanella et al., 2007 apud BEGOSSO, 2009, p.6).

Todavia, o custo de implantação de *wetlands* construídos pode ser desvantajoso em função da magnitude das áreas envolvidas para implantá-las e do movimento de terra associado.

No Brasil, a tentativa pioneira de utilizar os *wetlands* construídos para purificação de águas foi feita por SALATI & RODRIGUES (1982), com a construção de um lago artificial nas proximidades de um córrego altamente poluído (Rio Piracicamirim) localizado em Piracicaba/SP. As experiências iniciais foram satisfatórias e os trabalhos foram continuados a partir de 1985, pela Construtora Ambiental Ltda que, posteriormente, se transformou no Instituto de Ecologia Aplicada. Foram desenvolvidas novas tecnologias, procurando-se, especialmente aumentar a eficiência do sistema, diminuindo os investimentos (SALATI, 2009).

Atualmente, o Brasil conta com diversas estações experimentais em escala piloto que utilizam os *wetlands* para o melhoramento da qualidade das águas residuais. Uma estação de tratamento que tem desempenhado um importante papel na utilização dos *wetlands* para tratamento de efluentes é a ETE Ponte dos Leites, localizada na cidade de Araruama/RJ.

A ETE Ponte do Leites foi inaugurada em 2005. Em 2009, foi ampliada, tanto no nível de tratamento, quanto em capacidade. Atendendo ao aumento da demanda

local, realizou-se uma remodelagem da ETE para implantação de um sistema complementar ao tratamento terciário, com remoção de nutrientes através do sistema *wetland*. Esta ampliação transformou a ETE Ponte dos Leites na maior da América Latina com esse sistema, em capacidade de tratamento, atuando com 200 litros de esgoto por segundo, em uma área de 11 hectares.

Na Estação, primeiramente, é feito um tratamento preliminar dos efluentes, com um gradeamento e caixa de areia para retirar a parte sólida, e a partir do qual os efluentes são conduzidos para as lagoas de aeração. Estas lagoas são rasas, com no máximo 2 m de profundidade, e possuem aeradores de superfície, onde o oxigênio dissolvido na água fornece às bactérias energia suficiente para degradação da matéria orgânica.

Após passar pelas lagoas de aeração, os efluentes seguem para as lagoas de sedimentação, onde ficam sedimentados os resíduos sólidos da fase anterior. Estas são lagoas profundas, de 4 a 5 metros, e não têm agitação. Nelas, há macrófitas flutuantes, que dão início ao processo de remoção de nutrientes (fósforo e nitrogênio), essenciais para a sobrevivência de algas e plantas. Finalizando o tratamento, ocorre um processo de irrigação, inundação e infiltração em leitos cultivados, com o objetivo de remover o excesso de nutrientes, através do processo *wetland* de tratamento.

No primeiro Fórum Empresarial, organizado pelo Instituto Eventos Ambientais (IEVA), o superintendente da Águas de Juturnaíba, Carlos Alberto Vieira Gontijo, integrante do Grupo Águas do Brasil, destacou que “com a *wetland*, colocamos a natureza para trabalhar a nosso favor”. Segundo Gontijo, a ETE Ponte dos Leites possui 3 particularidades: “utiliza a natureza, possui o programa Resíduo Zero e apresenta uma área de proteção ambiental” (VOZ DAS ÁGUAS, 2011).

Em sua apresentação, Felipe Vitorino, coordenador de Operação de Esgoto da Concessionária, destacou os conceitos de desenvolvimento sustentável e economia verde que são trabalhados na ETE, integrada ao programa “Resíduo Zero” que busca a reciclagem de 100% do lixo gerado pelo tratamento do esgoto. Parte destes resíduos já é destinada à reciclagem, gerando produtos artesanais, vendidos pelas cooperativas produtoras da região. A ETE Ponte dos Leites gera cerca de 580 toneladas de lixo por mês, com as “macrófitas” (plantas aquáticas) emergentes e flutuantes, utilizadas no tratamento do esgoto. Com o programa “Resíduo Zero”, a

empresa pretende gerar 200 toneladas de adubo orgânico por mês, além de ampliar a produção do artesanato e implantar um biodigestor para que a ETE possa produzir energia, através do esgoto, para seu próprio consumo (VOZ DAS ÁGUAS, 2011).

Na ETE Ponte dos Leites, foram implantadas 3 lagoas com macrófitas emergentes – papiros, pairinhos e sombrinhas chinesas – além de 2 com macrófitas flutuantes – lemna, salvinia, pistia e alface d'água. O efluente final é um líquido transparente, quase inodoro e com características que permitem que ele seja lançado diretamente aos corpos receptores. O sucesso do sistema *wetland* vai além dos baixos custos energéticos, pois oferece muitas possibilidades de reciclagem da biomassa produzida, que pode virar fertilizante, ração animal, gerar energia (biogás ou queima direta), fabricar papel, etc. Sem falar na biodiversidade, como no caso da ETE em Araruama, onde vivem 43 espécies de aves, 6 de anfíbios, 5 de peixes e 1 de réptil. Entre as espécies, sapos, pererecas e pássaros como o Garibaldi, o Jaçanã e o Gavião Caramujeiro, com destaque para a população de biguás (VOZ DAS ÁGUAS, 2011).

3.6.1 Fatores que influenciam a eficiência das wetlands

Este tópico tratará de forma sucinta as relevâncias que se deve ter quanto aos fatores que, de uma forma geral, podem interferir na eficiência de remoção de um sistema *wetland*.

3.6.1.1 Fatores climáticos

Fatores climáticos podem afetar o funcionamento de *wetlands* em função de:

- Temperatura: afeta taxas de reações físico-químicas e bioquímicas, reaeração, volatilização e evapotranspiração;
- Radiação Solar: afeta a taxa de crescimento da vegetação devido à fotossíntese, a qual depende também do número de horas de insolação por dia;
- Precipitação: afeta o balanço hídrico das *wetlands*;

- Vento: afeta as taxas de evapotranspiração, trocas gasosas entre a atmosfera e o meio aquático e o efeito de mistura (turbulência no escoamento).

3.6.1.2 Solo e Geologia

Parte da capacidade de remoção de poluentes por um *wetland* se dá às custas de processos envolvendo interações poluentes-solo. O fenômeno de sorção desempenha papel fundamental neste processo e depende das características do solo e de cada poluente considerado.

Adicionalmente, é importante que o *wetland* apresente uma camada de solo que dificulte a percolação dos poluentes para o lençol freático, ou até mesmo uma manta geotêxtil ou material que impermeabilize o solo.

3.6.1.3 Fatores Biológicos

As atividades biológicas que ocorrem dentro dos *wetlands* podem ser de grande importância para o bom desempenho destas como removedoras de poluentes.

As plantas desempenham papel de primeira importância na melhoria da qualidade da água, absorvendo vários poluentes, ou então adsorvendo-os em suas raízes de grande superfície específica e caules submersos. Assim, a seleção e o manejo da vegetação devem ser cuidadosamente analisados para que sejam obtidas remoções satisfatórias dos poluentes. Também deve-se analisar a possibilidade de ocorrência do efeito de cargas tóxicas à biota local, para que esta não deixe de cumprir a função para a qual foi projetada.

Adicionalmente, microrganismos decompositores atuam sobre a matéria orgânica biodegradável, consumindo a DBO disponível.

Com relação à qualidade dos efluentes dos *wetlands*, deve-se também verificar a possibilidade de estes estarem contaminados por organismos patogênicos.

3.6.1.4 Características das Águas Residuárias Afluentes

A vazão que flui através de um *wetland* é uma das principais variáveis para o dimensionamento e a escolha dos parâmetros que definem a capacidade de remoção de poluentes em *wetlands*. A vazão apresenta, em geral, variações diárias e sazonais, devendo o sistema estar preparado para lidar com estas variações.

O conhecimento das concentrações dos contaminantes no efluente a ser tratado também é um fator de primeira importância para que se elabore um projeto e se realize um manejo adequado. Novamente, variações temporais de qualidade da água devem ser bem conhecidas para que se possa projetar *wetlands* com respostas adequadas.

3.6.2 Tipos de wetlands

Os *Wetlands* construídos são cópias artificiais, dos chamados *wetlands* naturais, que aperfeiçoam a exploração dos ciclos biogeoquímicos que ocorrem normalmente nesses sistemas para fins de tratamento de águas residuárias. Diferentes tipos podem ser distinguidos, com base em características de fluxo da água e espécies vegetais (BEGOSSO, 2009).

Segundo Lautenschlager (2001), os *Wetlands* Construídos podem ser edificadas acima ou abaixo da superfície do solo existente, o que geralmente envolve a necessidade de movimentação de terra. Eles podem ser projetados e operados para que exista uma quantidade adequada de água que permita o estabelecimento da vegetação. Porém, se a vazão de entrada for limitada ou se esta for variável no tempo, o sistema pode secar, impossibilitando a fixação da vegetação. Quando é necessário proteger a qualidade da água do lençol freático, então são adicionadas camadas impermeáveis de solo ou de membranas geossintéticas.

Tais camadas de solo são frequentemente constituídas de bentonita ou então emprega-se mantas sintéticas de cloreto de polivinila (PVC) ou de polietileno de alta densidade (PEAD). O componente final para a formação do solo de um *wetland* construído é constituído por plantas, apresentando propriedades de enraizamento

adequadas. O solo tem que permitir amplas raízes para a estabilidade estrutural e a nutrição das plantas. A maioria das plantas de *wetlands* geralmente apresentam um crescimento lento ou morrem quando colocadas em solos densos ou solos contendo pedras grandes e angulosas. Uma capa argilosa (tipicamente de 0,2 a 0,3 m de espessura) é recomendada para que as espécies vegetais prosperem (KADLEC & KNIGHT, 1996 apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p.8).

São descritas três alternativas de sistemas do tipo *wetlands*: de fluxo superficial (FS) ou fluxo subsuperficial (FSS) e *wetlands* naturais apresentando fluxo superficial. Um grande número de variações de projeto existe para cada uma destas alternativas. Além destas três alternativas, pode-se ainda combiná-las entre si, ou com outras tecnologias naturais e criar sistemas híbridos que satisfaçam necessidades específicas (Figura 3.5). Cada alternativa tem vantagens e desvantagens para aplicações diferentes.

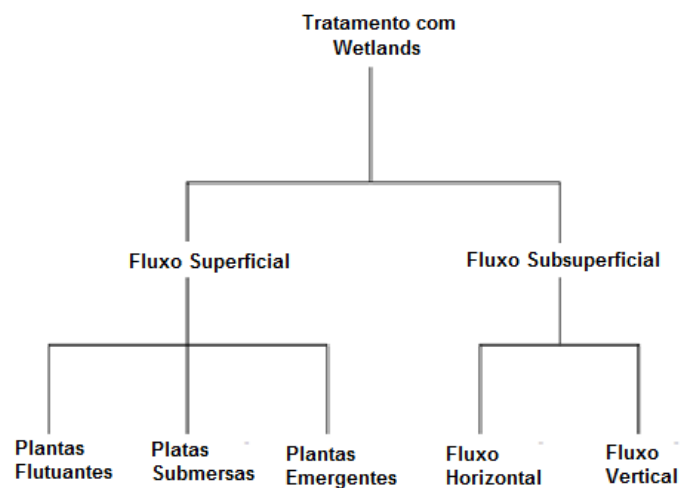


Figura 3-5 - Possibilidades de combinações de wetlands construídas

Fonte: traduzido de KADLEC & WALLACE (2009)

3.6.2.1 *Wetlands* Construídos de Fluxo Superficial (WCFS)

Estas são verdadeiras cópias dos *wetlands* naturais, buscam sempre reproduzir o comportamento de *wetlands* naturais, principalmente aquelas que apresentam fluxos superficiais rasos. A Figura 3.6 mostra as características principais de *wetlands* deste tipo, as quais podem apresentar configurações distintas de:

- Dispositivo de entrada do afluente;
- Dique;
- Plantas;
- Dispositivo de saída do efluente.

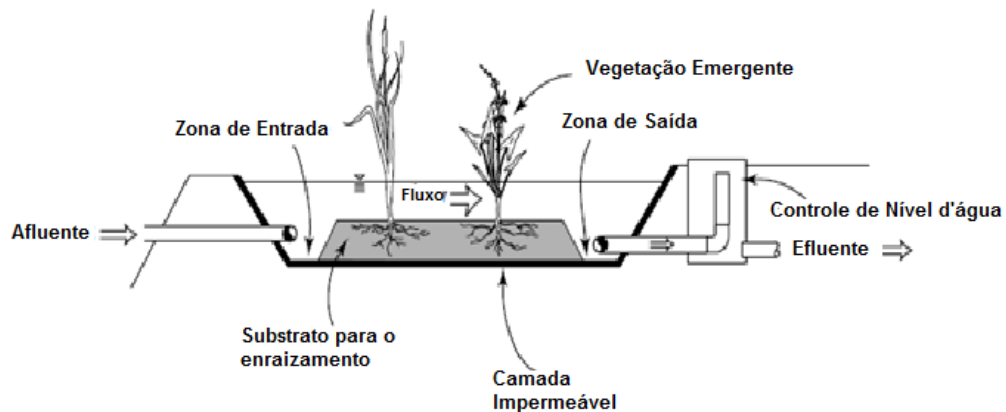


Figura 3-6 - Desenho esquemático dos principais componentes de um *Wetland* Construído de FS

Fonte: traduzido de KADLEC & WALLACE (2009)

Os dispositivos de entrada de *wetlands* construídos são projetados de modo a se tentar otimizar o fluxo superficial do material afluente com relação à eficiência de tratamento (KADLEC & KNIGHT, 1996).

As plantas são as principais responsáveis pela reciclagem de sais minerais e também funcionam para remover substâncias contendo metais pesados e compostos orgânicos tóxicos.

Os dispositivos de saída em *wetlands* construídos de fluxo superficial coletam a água superficial e a dirigem para jusante. Tais dispositivos são também utilizados para controlar o fluxo do efluente.

3.6.2.2 *Wetlands* Construídas de Fluxo Subsuperficial (WCFSS)

Tais sistemas tratam as águas residuárias passando-as através de meios porosos contendo raízes de plantas, por meio de fluxos horizontais ou verticais. Os

componentes principais de um *wetland* construído do tipo FSS são apresentados na Figura 3.7 sendo eles:

- Sistema de entrada do afluente;
- Dique;
- O meio poroso;
- Tipos de plantas;
- Sistema de controle de saída do efluente.

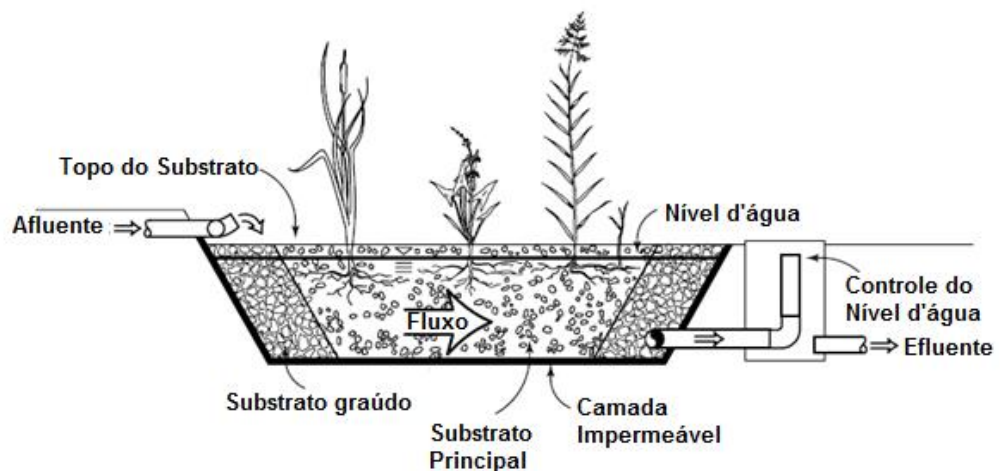


Figura 3-7 - Desenho esquemático dos principais componentes de um *Wetland* Construído de FSS

Fonte: traduzido de KADLEC & WALLACE (2009)

O sistema de entrada e a configuração do dique em *wetlands* construídos de FSS apresentam objetivos análogos aos *wetlands* do tipo FS, porém eles são projetados de um modo diferente, pois a operação destes devem manter todo o fluxo subsuperficial, ou sua maior parte, através do meio poroso.

3.6.2.3 *Wetlands* Naturais

Os *wetlands* naturais usadas para o tratamento de águas residuárias necessitam de um menor esforço do ponto de vista de projeto do que as *wetlands* construídas. Nos *wetlands* naturais somente o efluente a ser tratado é um dado de projeto, as outras variáveis de projeto são pré-fixadas. Do ponto de vista qualitativo, *wetlands* naturais incluem os mesmos componentes que *wetlands* construídos. A

Figura 3.8 apresenta os principais componentes de um sistema de tratamento de *wetland* natural, sendo eles:

- Sistema de entrada do afluente;
- Área submersa da *wetland*;
- Vegetação natural;
- Meio poroso;
- Sistema de saída do efluente.

A distribuição do fluxo de entrada em *wetlands* naturais pode afetar a eficiência de remoção de poluentes. Isto pode ocorrer devido a caminhos preferenciais onde ocorre redução do tempo de detenção hidráulico. Podem ser incluídas estruturas de saída em *wetlands* naturais, porém, na maioria dos casos, é viável manter a configuração do fluxo natural de saída.

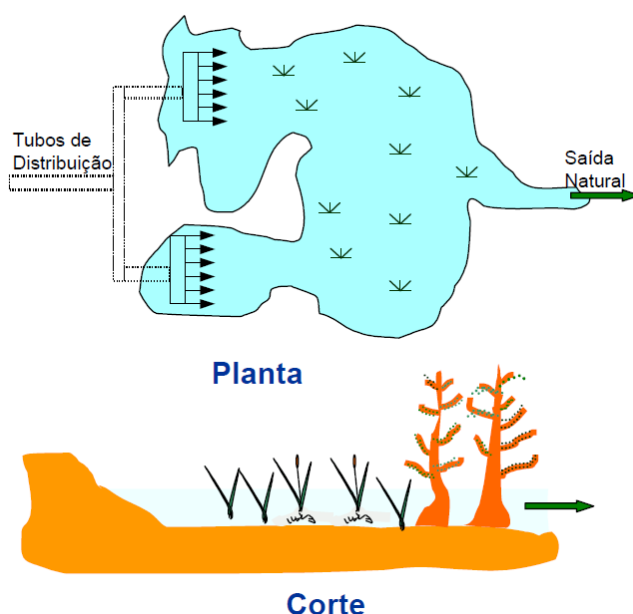


Figura 3-8 - Modelo esquemático de uma *Wetland* natural

Fonte: KADLEC & WALLACE (2009)

Embora existam diferenças entre estes três sistemas de *wetlands*, é possível verificar algumas semelhanças. Uma semelhança é o custo de construção, pois o mesmo está diretamente relacionado a intensidade do fluxo afluente e a taxa projetada de remoção de poluentes para ambos os sistemas.

3.6.3 Processamento do Nitrogênio dentro das Wetlands

Sabe-se que os compostos nitrogenados são de extrema relevância no estudo e tratamento de efluentes, devido ao seu papel na eutrofização, ao efeito sobre o oxigênio de corpos d'água receptores, e a sua toxicidade para invertebrados e vertebrados aquáticos. Um de seus compostos, o nitrato, pode causar a metahemoglobina infantil, e levar as crianças à morte. O nitrato reduz a nitrito na corrente sanguínea, competindo com o oxigênio livre, tornando o sangue azul.

Entretanto, estes compostos são de grande interesse no estudo de *wetlands* devido ao papel benéfico que apresentam para o crescimento das macrófitas e de alguns microrganismos.

A figura 3.9 apresenta um esquema do que acontece com o nitrogênio em *wetlands*, sendo possível observar que o ciclo do nitrogênio é complexo, e que o controle, até mesmo das transformações mais básicas deste elemento é um desafio.

As mais importantes formas inorgânicas de nitrogênio em *wetlands* são amônio (NH_4^+), nitrito (NO_2^-), nitrato (NO_3^-), óxido nítrico (N_2O) e gás nitrogênio (N_2). O nitrogênio pode também estar presente em *wetlands* em muitas formas orgânicas incluindo ureia, aminoácidos, aminas, purinas e pirimidinas (LAUTENSCHLAGER, 2001).

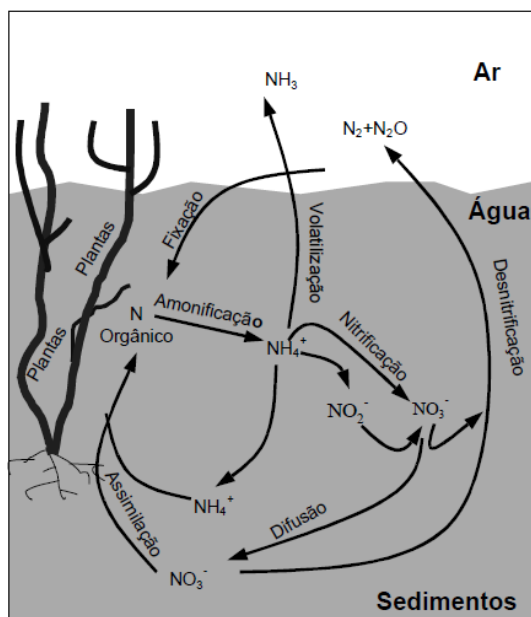


Figura 3-9 - Ciclo simplificado do Nitrogênio em Wetlands

Fonte: Lautenschlager, 2001

As massas das várias formas de nitrogênio podem ser somadas para estimar-se a massa total de nitrogênio presente em uma *wetland*. Numa coluna de água, a concentração de nitrogênio total (NT) é calculada pela soma do valor da concentração de nitrogênio orgânico e amoniacal ou nitrogênio total *Kjeldahl* (NTK) e a concentração de NO_2^- mais NO_3^- . Nos detritos, solos e tecidos biológicos, o nitrogênio está predominantemente como nitrogênio orgânico solúvel ou insolúvel (KADLEC & KNIGHT, 1996, Apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p 14).

3.6.3.1 Amonificação

A amonificação é a transformação biológica de nitrogênio orgânico em amônia, sendo este o passo inicial na mineralização de nitrogênio orgânico (REDDY & PATRICK, 1984).

A amônia converte-se na forma orgânica através de processo bioquímico exotérmico complexo compreendendo várias etapas. Esta energia pode ser usada pelos microrganismos para o crescimento, e a amônia é diretamente incorporada dentro da biomassa microbiana. As bactérias amonificadoras foram encontradas principalmente associadas com as raízes em sistemas de camadas de pedras com

uma relação de 107 bactérias por grama de raiz (MAY et al., 1990, Apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p 15).

Segundo Reddy e Patrick (1984, Apud LAUTENSCHLAGER, 2001) a taxa de amonificação em solos inundados depende da temperatura e do pH. A taxa de amonificação dobra para um acréscimo de temperatura de 10 °C e a temperatura ótima para amonificação está no intervalo de 40 °C a 60 °C. Estas temperaturas tipicamente não são encontradas em sistemas de tratamento de *wetlands*. O pH ótimo para amonificação está entre 6,5 e 8,5.

3.6.3.2 Nitrificação

A nitrificação pode ser considerada como o principal mecanismo de transformação que reduz a concentração de NH_4^+ em *wetlands* pela conversão de NH_4^+ em NO_3^- (REDDY & PATRICK, 1984).

Pode-se controlar a taxa de nitrificação pelo fluxo de oxigênio dissolvido, sabendo que este, é constituído basicamente pela transferência de oxigênio atmosférico para a água.

A nitrificação consome oxigênio e íon bicarbonato e produz ácido carbônico. Aproximadamente 7,14 mg/L (como CaCO_3) de alcalinidade são consumidas para cada mg/l de NH_4^+ nitrificado, e 1,98 mol de H^+ são liberados para cada mol de NH_4^+ consumido (LAUTENSCHLAGER, 2001).

3.6.3.3 Desnitrificação

A desnitrificação é um processo de redução de energia onde elétrons são adicionados ao nitrato, resultando numa produção de nitrogênio gasoso, óxido nitroso (N_2O) ou óxido nítrico (NO).

Os gêneros mais comuns de bactérias facultativas que realizam a desnitrificação são: *Bacillum*, *Enterobacter*, *Micrococcus*, *Pseudomonas* e *Spirillum* (U.S. EPA, 1993). Estes gêneros podem alternar facilmente de um metabolismo anóxico para aeróbio devido às similaridades bioquímicas destes dois processos. Contudo, como o uso do oxigênio livre como um aceptor final de elétrons, gera mais

energia (aproximadamente 686 kcal/mol de glicose) do que o uso de nitrato (aproximadamente 570 kcal/mol de glicose), logo estes organismos tipicamente não desnitrificam nitrato na presença de nitrogênio livre.

Em *wetlands*, nitrato e nitrito ($\text{NO}_3 + \text{NO}_2$) são somados porque o nitrito é geralmente uma forma transitória de nitrogênio. A combinação é normalmente denominada nitrogênio oxidado, abreviado como NO_x ou nitrogênio oxidado total.

Teoricamente, a desnitrificação não ocorre na presença de oxigênio dissolvido, entretanto a desnitrificação tem sido observada em sistemas de crescimento aderido ou suspenso com baixa concentração de oxigênio dissolvido (OD). Estas observações são explicadas pela presença de microscópicas zonas anóxicas que provavelmente ocorrem em filmes de bactérias (KADLEC & KNIGHT, 1996, Apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p.18).

As bactérias desnitrificantes são mais abundantes do que as nitrificantes, em ambas *wetlands* de FS e de FSS. As bactérias desnitrificantes foram encontradas nas camadas de pedras em níveis de aproximadamente 107 a 108 bactérias por grama de pedra, sendo que a maioria delas estava mais associada com as raízes do que com as pedras (MAY et. al., 1990).

Pode também ocorrer perda de nitrato em *wetlands* por assimilação pelas plantas e assimilação pela microbiota. Este tipo de redução foi observada variando entre 1% a 34 % do nitrato total (BARTLETT et al., 1979, COOKE, 1994, STENGEL et al., 1987 e VAN OOSTROM, 1994, Apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p.18).

3.6.3.4 Fixação do Nitrogênio

A fixação biológica de nitrogênio é o processo pelo qual o gás nitrogênio da atmosfera difunde-se para dentro da solução e é reduzido a $\text{NH}_4\text{-N}$ pelas bactérias heterotróficas e autotróficas, algas azuis e verdes e plantas superiores (KADLEC & KNIGHT, 1996).

Segundo estudos realizados por Dieberg e Brezonik (1984, Apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p.19), pode-se concluir que a fixação de nitrogênio é um componente insignificante para as *wetlands* que recebem efluente doméstico.

3.6.3.5 Assimilação do Nitrogênio

A assimilação de nitrogênio é considerada como sendo o processo biológico que converte as formas de nitrogênio inorgânico em compostos orgânicos que serão usados pelas plantas. As duas formas de nitrogênio geralmente mais usadas para assimilação são NH_4^+ e NO_3^- .

A assimilação de nitrogênio em raízes na entrada de uma *wetland* de FS com *Typha.sp* na Austrália foi de 35g/m^2 e o nível de assimilação nas folhas foi de 92g/m^2 (ADCOCK et al., 1994, Apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p.19). Aproximadamente 65% do nitrogênio adicionado nesta *wetland* foi posteriormente encontrado na biomassa das macrófitas.

3.6.3.6 Volatilização da Amônia

A amônia (NH_3) é relativamente volátil e pode ser removida da solução para a atmosfera por meio de difusão. Amônia geralmente é uma fração pequena em *wetlands*, compreendendo menos do que 1% em pH próximo ao neutro e temperatura entre zero e vinte cinco graus (KADLEC & KNIGHT, 1996).

3.6.4 Processamento do Fósforo dentro dos Wetlands

O fósforo é um nutriente necessário para o crescimento das plantas de forma que a introdução deste elemento em água receptora pode ter efeitos sobre o ecossistema aquático. Uma necessidade do ecossistema é a proporção entre os nutrientes carbono, nitrogênio e fósforo, sendo frequentemente representada como 106C:16N:1P. Geralmente os efluentes não possuem esta relação e, portanto, a adição de efluente em ambientes aquáticos pode causar um desequilíbrio de nutrientes no ecossistema receptor. Frequentemente, verifica-se que há fósforo em excesso nos efluentes (KADLEC & KNIGHT, 1996).

O fósforo é utilizado em *wetlands* num ciclo biogeoquímico complexo. Um esquema dos processos que ocorrem com fósforo em *wetlands* é apresentado na Figura 3.10.

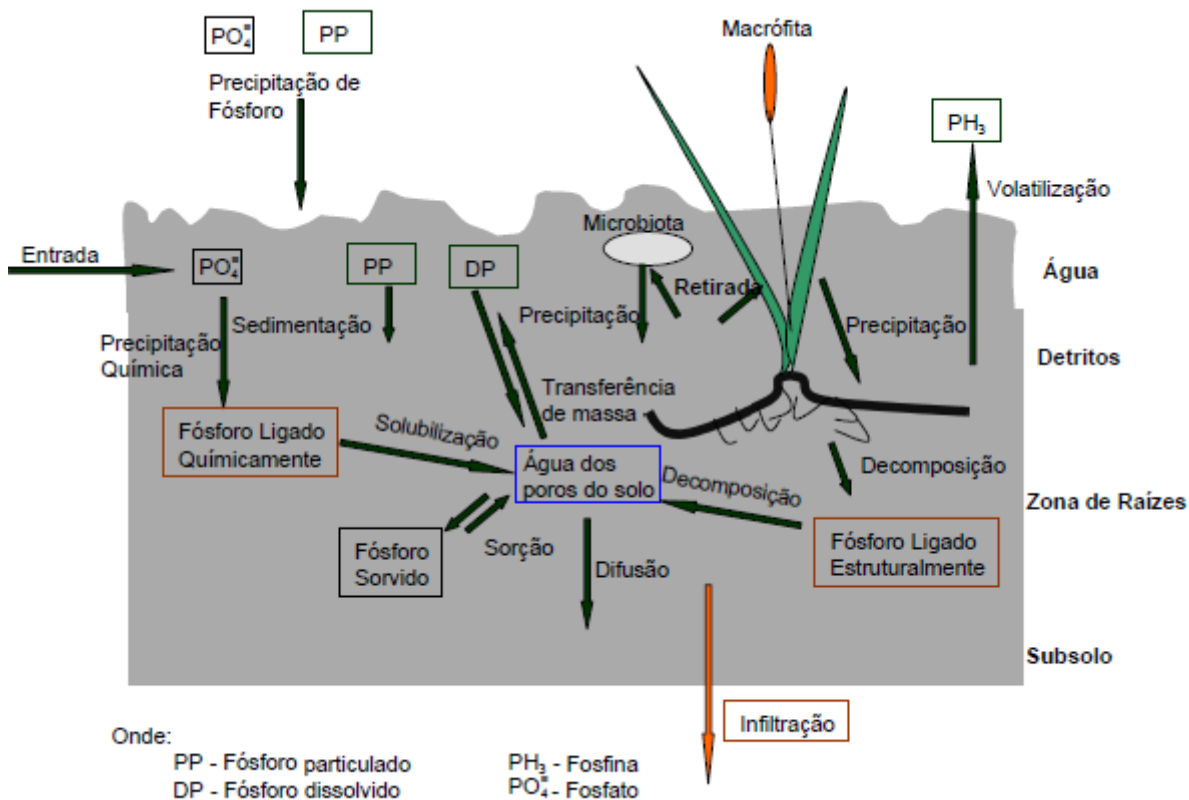


Figura 3-10 - Esquema simplificado dos processos que ocorrem com fósforo em *Wetlands*

Fonte: Lautenschlager, 2001

As formas que comumente encontra-se fósforo em *wetlands* são: fósforo dissolvido, fósforo mineral sólido e fósforo orgânico sólido. As principais formas inorgânicas estão relacionadas com o pH da solução, como pode ser visto na figura 3.11.

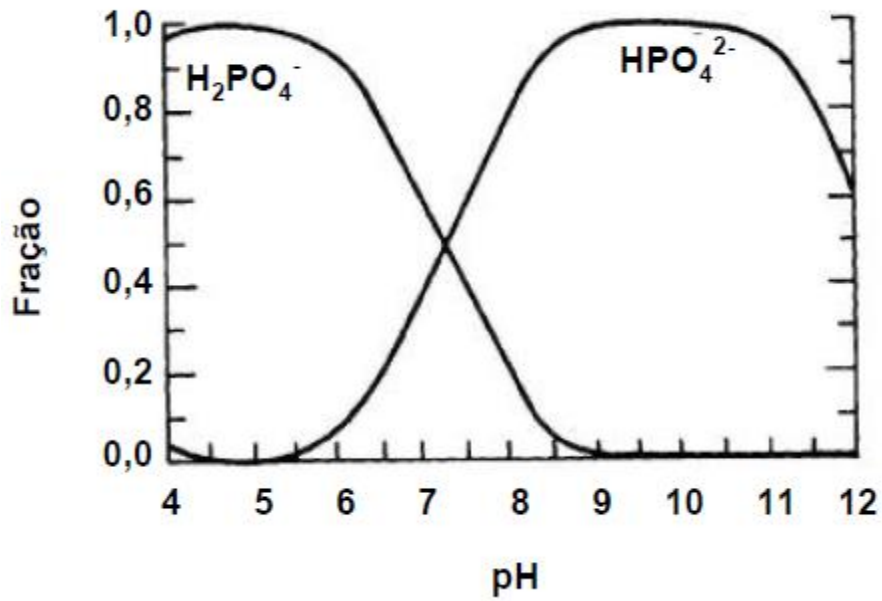


Figura 3-11 - Distribuição das espécies de fósforo na água a 25°C

Fonte: Lautenschlager, 2001

A dissociação da forma inorgânico do fósforo é representada pelas equações.



onde:

H_3PO_4 - Ácido fosfórico;

$H_2PO_4^-$ - Dihidrogeno de fosfato;

HPO_4^{2-} - Monohidrogeno de fosfato;

PO_4^{3-} - Fosfato

3.6.4.1 Fósforo nas macrófitas

A Tabela 3.1 apresenta a porcentagem de fósforo em várias espécies de plantas. Esta porcentagem é a relação entre a massa de fósforo total e a massa das folhas secas. Valores da porcentagem para folhas vivas foram de 0,04% a 0,41% com média de 0,18% e desvio padrão de 0,11%.

Tabela 3-1 - Porcentagem de fósforo nos tecidos de plantas usadas em *wetlands*

Planta	Estado Trófico da Água na <i>wetland</i>	Folha Viva (%)	Folha Morta (%)	Detrito (%)	Referência
<i>Cladium jamaicense</i>	Oligotrófico	0,04	0,02	0,02	DAVIS (1990)
<i>C. jamaicense</i>	Eutrófico	0,08	0,04	0,12	DAVIS (1990)
<i>Typha domingensis</i>	Oligotrófico	0,14	0,05	0,02	TOTH (1990), DAVIS, (1990)
<i>T. domingensis</i>	Eutrófico	0,20	0,07	0,16	TOTH (1990), DAVIS (1990)
<i>Eleocharis sp.</i>	Oligotrófico	0,18	0,08		WALKER et al. (1988)
<i>Eleocharis sp.</i>	Eutrófico	0,26	0,14		WALKER et al. (1988)
<i>Panicum spp.</i>	Oligotrófico	0,13	0,07		WALKER et al. (1988)
<i>Panicum spp.</i>	Eutrófico	0,16			WALKER et al. (1988)
<i>Sagittaria sp.</i>	Oligotrófico	0,40	0,10		WALKER et al. (1988)
<i>Sagittaria sp.</i>	Eutrófico	0,41	0,20		WALKER et al. (1988)
<i>Utricularia spp.</i>	Oligotrófico	0,11			WALKER et al. (1988)
<i>Utricularia spp.</i>	Eutrófico	0,16			WALKER et al. (1988)
<i>Salix spp.</i>	Oligotrófico	0,12		0,10	CHAMIE (1976)
<i>Betula pumila</i>	Oligotrófico	0,12		0,08	CHAMIE (1976)

Fonte: Lautenschlager, 2001

Pode-se perceber através da tabela 3.1 que, ao mudar o estado trófico de um *wetland*, de oligotrófico para eutrófico, ocorre um aumento da porcentagem de fósforo nas plantas. É visto que, folhas mortas possuem uma porcentagem de fósforo menor do que a observada nas folhas vivas.

3.6.4.2 Fósforo contido na Biomassa

A quantidade de fósforo efetivamente removida por um *wetland* é geralmente menor do que a quantidade de fósforo retirado pelas plantas durante o seu crescimento (KADLEC & KNIGHT, 1996). Um ecossistema de *wetland* sofre um ciclo de crescimento, morte e decomposição conforme é ilustrado na Figura 3.12.

Estudos (MITSCH & GOSELINK, 1993, Apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p.26) para macrófitas em *wetlands* localizadas no norte dos Estados Unidos

apresentam uma rotatividade de um a dois o que significa que o material vivo acima do solo é substituído de uma a duas vezes ao ano. A rotatividade foi de 3 a 6 em regiões quentes como a Flórida (KADLEC & KNIGHT, 1996).

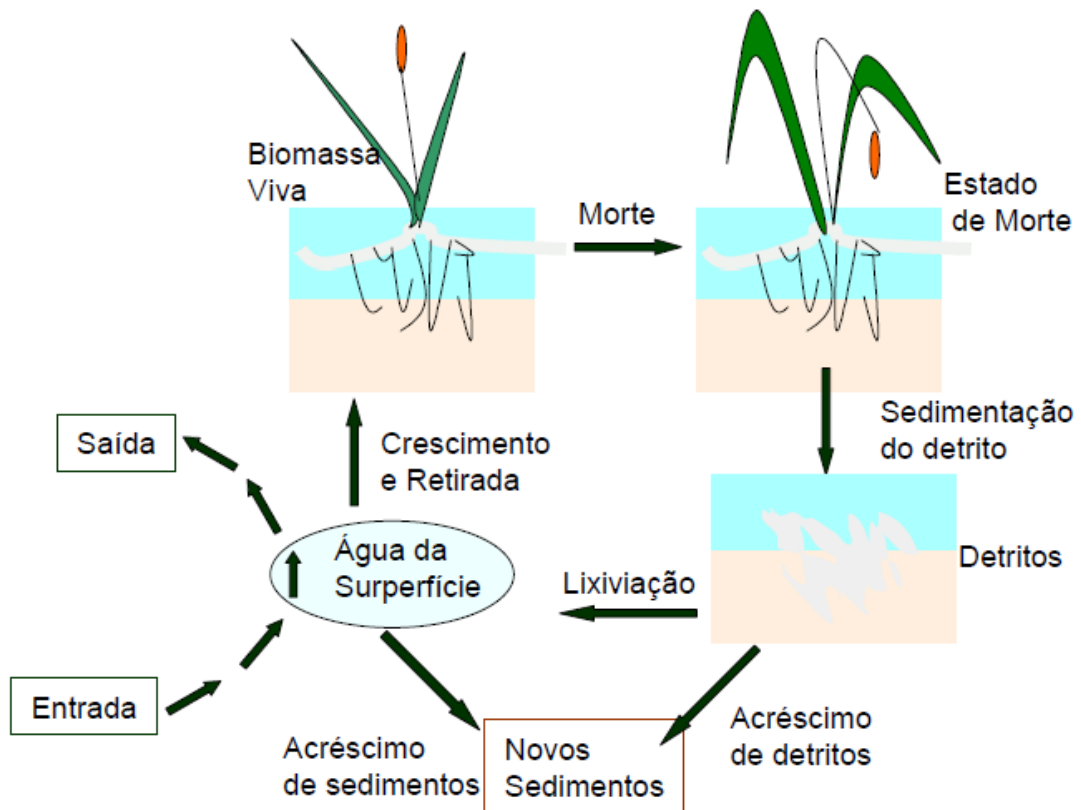


Figura 3-12 - Ciclo do fósforo na Biomassa em *wetlands*

Fonte: LAUTENSCHLAGER, 2001

3.6.4.3 Retirada e Armazenamento de Fósforo pela Biota

Sabe-se que os organismos que vivem nos *wetlands* utilizam o fósforo para o seu crescimento, incorporando-o nos seus tecidos. Esta retirada é rápida, visto que estes organismos (bactérias, fungos, algas e microinvertebrados) crescem e multiplicam-se em altas taxas.

O fósforo por ser um nutriente presente em *wetlands*, estimula o crescimento de plantas causando acréscimo de biomassa e detritos (RICHARDSON & MARSHALL, 1986, Apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p. 27).

3.6.4.4 Sedimentação e Sorção de Fósforo

Sedimentação e sorção são processos importantes para remoção de fósforo em *wetlands*.

Os solos de *wetlands* têm uma capacidade adsorvedora de fósforo, porém esta capacidade possui um limite de saturação e, caso este limite seja ultrapassado, os *wetlands* tornam-se incapazes de retê-lo por sorção. Esta capacidade do solo está ligada ao volume de grãos que podem ser preenchidos pelos poluentes. A Figura 3.13 ilustra uma seção de solo de um *wetland*, consistindo de partículas de solo e água nos vazios (LAUTENSCHLAGER, 2001).



Figura 3-13 - Ilustração microscópica de um solo

Fonte: LAUTENSCHLAGER, 2001

O fósforo fica armazenado na água existente nos poros do solo, dentro da parte sólida e sobre a superfície da parte sólida. O fósforo na água dos poros pode ser encontrado como: fósforo solúvel reativo, fósforo orgânico dissolvido, fósforo dissolvido total e fósforo como ortofosfato (KADLEC & KNIGHT, 1996).

A Tabela 3.2 ilustra as quantidades de fósforo encontradas num solo de um *wetland* ao longo da profundidade do solo. Segundo KADLEC & KNIGHT (1996) solos de *wetlands* frequentemente apresentam grande redução ao longo dos primeiros 30 cm porque esta profundidade corresponde à zona de raízes das macrófitas.

Tabela 3-2 - Concentração de Fósforo (mg/l) em diversas alturas num *wetland* em solo saturado

Compartimento do solo	Tipo Composto	Altura (cm)			
		0-10	10-20	20-30	30-36.5
Águas dos Poros	Fósforo reativo solúvel	0,62	0,24	0,07	0,00
Superfície das Partículas. Sólidas	Fósforo inorgânico sorvido	0,82	0,29	0,20	0,01
Superfície das Partículas. Sólidas	Fósforo orgânico sorvido	0,63	0,13	0,08	0,10
Superfície das Partículas. Sólidas	Total de Fósforo sorvido	1,45	0,42	0,28	0,12
Dentro das Partículas. Sólidas	Fe + Al	9,97	1,87	1,23	0,36
Dentro das Partículas. Sólidas	Ca	15,02	2,36	0,63	0,18
Dentro das Partículas. Sólidas	Inorgânico Total	26,37	4,39	1,96	0,61
Dentro das Partículas. Sólidas	Fúlvico/Húmico	16,96	5,63	3,87	1,64
Dentro das Partículas. Sólidas	Fósforo Orgânico residual	30,79	11,26	6,66	3,81
Dentro das Partículas. Sólidas	Total de Fósforo Orgânico	47,75	16,89	10,54	5,45
Dentro das Partículas. Sólidas	Total	74,12	21,28	12,50	6,06
Total		76,19	21,94	12,84	6,19

Fonte: REDDY et al., 1991, apud LAUTENSCHLAGER, 2001, p29

3.6.5 Tipos de Macrófitas

Os macrófitas são vegetais superiores que apresentam adaptações morfológicas e/ou fisiológicas que permitem a sobrevivência e desenvolvimento em ambientes saturados de água.

As plantas utilizadas no sistema de *wetlands* construídos, além de proporcionar a característica visual do sistema, fornecem superfície para crescimento de microrganismos e adesão do biofilme, atuando na retirada de nutrientes do efluente (KONNERUP et al., 2009).

3.6.5.1 Macrófitas Flutuantes

As macrófitas flutuantes formam um grande grupo de plantas abrangendo diversas espécies, e normalmente, são utilizadas em projetos com canais relativamente rasos. Esses canais podem conter apenas uma espécie de plantas ou uma combinação de espécies. A espécie mais estudada é a *Eichornia crassipes* (figura 3.14) da família das pontederiáceas, pelas suas características de robustez associada à uma grande capacidade de crescimento vegetativo. Esta planta recebe diferentes nomes populares no Brasil, sendo conhecido como aguapé, baroneza, mururé, pavoá, rainha do lago, uapé e uapê.

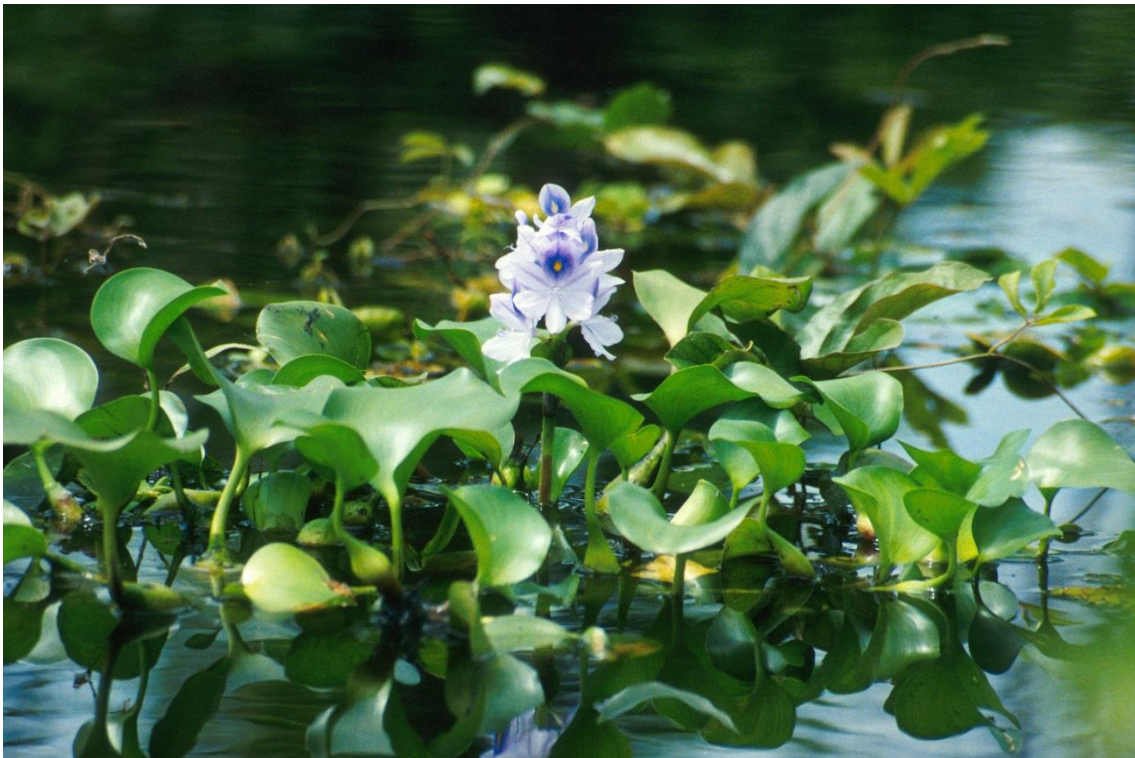


Figura 3-14 - *Eichornia crassipes* (aguapé)

A utilização desta planta é devida a sua capacidade de resistir a águas altamente poluídas com grandes variações de nutrientes, pH, substâncias tóxicas, metais pesados e variações de temperatura.

Esta capacidade de crescimento e resistência é que faz com que o aguapé seja considerado uma praga.

É comumente utilizada nos sistemas de purificação hídrica, para diferentes finalidades, entre as quais se destacam:

- Sistemas de tratamento terciário para remoção de nutrientes nos quais, especialmente o fósforo e o nitrogênio são incorporados à biomassa das plantas. A biomassa é removida frequentemente de tal maneira a se manter o máximo de produtividade primária e para a remoção dos nutrientes incorporados (TRIVEDY & GUDEKAR, 1985, Apud SALATI, 2009, p.5). O nitrogênio também pode ser removido como consequência da desnitrificação microbológica.
- Sistemas integrando o tratamento secundário e terciário. Neste caso, além da remoção dos nutrientes existe também redução da DBO e da DQO. Neste processo existe degradação da matéria orgânica e transformações das formas nitrogenadas no canal de aguapé (SALATI, 1987). A colheita das plantas é feita para manter a produtividade e a eficiência do sistema.

A eficiência do aguapé na remoção de sólidos em suspensão está bem documentada. A maior parte dos sólidos em suspensão é removida por sedimentação ou por adsorção no sistema radicular das plantas (DEBUSK *et al*, 1984, Apud SALATI, 2009, p.5). A cobertura densa dessas plantas flutuantes reduz os efeitos da mistura pelo vento, bem como minimiza as misturas térmicas. O sombreamento produzido pelas plantas restringe o crescimento de algas e o sistema radicular impede o movimento horizontal de material particulado (DINGES, 1982). Além disso, cargas elétricas associadas ao sistema radicular do aguapé reagem com partículas coloidais, causando a adsorção das mesmas. Desta forma, estas partículas são removidas do líquido e são posteriormente decompostas lentamente por microrganismos associados à rizosfera das plantas (WOLVERTON, 1989; SALATI, 1987). A eficiência do aguapé na remoção de DBO e para produzir condições para nitrificação microbológica está associada com a sua capacidade de transporte de oxigênio do sistema foliar para a rizosfera (REDDY, K. R. *et al*, 1989; JEDICKE, A. *et al*, 1989).

3.6.5.2 Macrófitas Emergentes

Estes sistemas de purificação hídrica utilizam plantas que se desenvolvem tendo o sistema radicular preso ao sedimento e o caule e as folhas parcialmente submersas. A profunda penetração do sistema radicular permite a exploração de um grande volume de sedimentos, dependendo da espécie considerada. As espécies típicas de macrófitas aquáticas emergentes são conhecidas de forma genérica pelo nome de juncos, que são plantas herbáceas de diversas famílias. As espécies mais utilizadas em projetos têm sido a *Phragmites australis*, a *Typha latifolia* e a *Scirpus lacustris*, como pode ser visto na figura 3.15. Todas essas espécies são morfológicamente adaptadas para se desenvolverem em sedimentos inundados em decorrência dos grandes volumes de espaços internos capazes de transportar oxigênio para o sistema radicular (ARMSTRONG et al, 1991, Apud SALATI, 2009, p.7). Parte do oxigênio pode ainda sair do sistema radicular para a área em torno da rizosfera criando condições de oxidação para os sedimentos que de outra forma seriam anaeróbicos, criando assim condição para decomposição de matéria orgânica, bem como para crescimento de bactérias nitrificadoras.



Figura 3-15 - *Phragmites australis* (canto superior esquerdo), *Typha latifolia* (canto direito), *Scirpus lacustris* (canto inferior esquerdo)

3.6.5.3 Macrófitas Submersas

Essas macrófitas ficam totalmente submersas e quando são expostas ao sol, geralmente seus tecidos fotossinteticamente ativos são destruídos.

As espécies mais produtivas crescem, especialmente ou quase que exclusivamente, em água oligotróficas. As espécies mais encontradas são a *Isoetes Lacustris*, *Lobelia Dortmanna* e a *Egéria* sp. As espécies mais produtivas como a *Elodea Canadensis*, proliferam em águas eutróficas.

O principal uso potencial destas macrófitas submersas é o polimento de águas de esgoto após o tratamento “secundário”. Com o desenvolvimento de oxigênio na água pelo processo fotossintético durante o período diurno, altas taxas de oxigenação são obtidas, o que forma condições para a mineralização da matéria orgânica (SALATI, 2009).

Os nutrientes absorvidos são acumulados preferencialmente nos tecidos radiculares e na microflora associada. A maior parte dos detritos orgânicos decorrentes da decomposição das plantas, ficam acumulados e retidos no sedimento dos canais especialmente projetados.

Algumas macrófitas submersas podem ser vistas na figura 3.16.

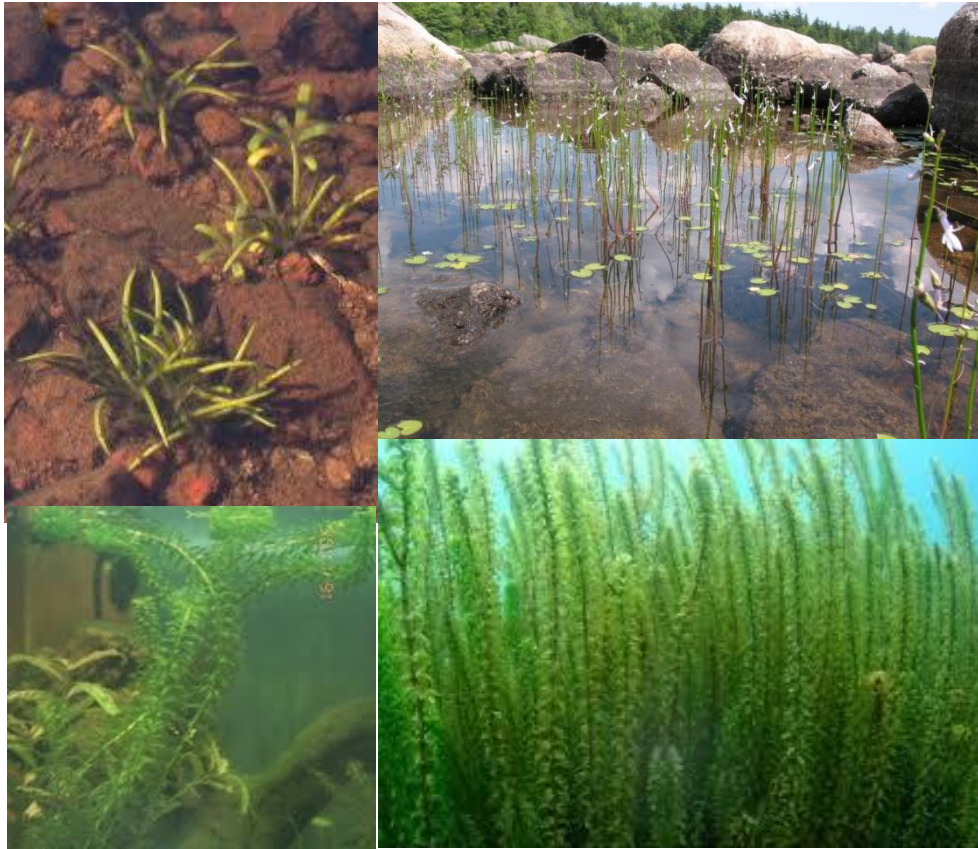


Figura 3-16 - *Isoetes Lacustris* (superior esquerda), *Lobelia Dortmanna* (superior direita), *Egéria sp.* (inferior esquerda), *Elodea Canadensis* (inferior direita).

4 METODOLOGIA

A partir do objetivo principal desse trabalho, que é o de projetar um sistema de tratamento de esgotos para Tamoios, 2º Distrito de Cabo Frio, Rio de Janeiro, inicialmente procurou-se proceder ao levantamento bibliográfico acerca de algumas técnicas propícias a serem aplicadas na região em questão.

Como solução, optou-se por um sistema composto por tratamento preliminar, primário, secundário e terciário. O tratamento preliminar será contemplado com rede de gradeamento e um medidor de vazão do tipo calha Parshall, conforme orientações da ABNT NBR 12209/2011.

Visto que a região em questão possui bastante área para alocar esta unidade de tratamento, os seguintes dispositivos são propostos, para cumprir o tratamento primário, secundário e terciário: lagoa de aeração seguida por lagoa de sedimentação e *wetland* construído. A figura 4.1 mostra o layout do conjunto proposto.

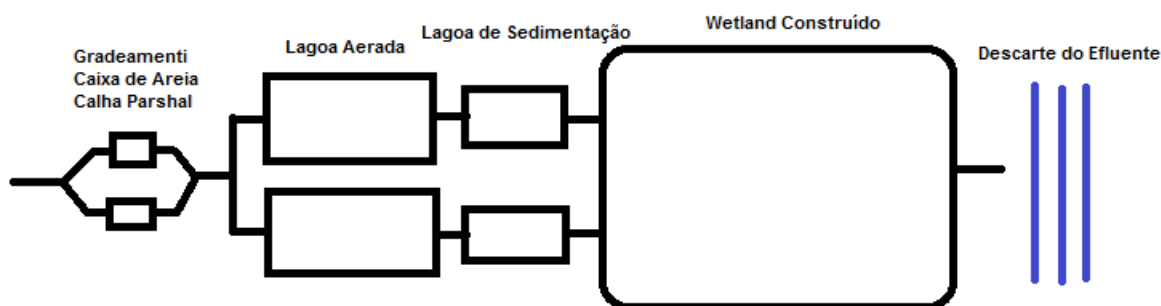


Figura 4-1 - Layout da ETE, seguindo o fluxo do efluente dentro do sistema

A ideia de projetar uma WC para polimento e remoção de nutrientes das águas residuárias da região de Tamoios/Cabo Frio – RJ está alicerçada na certeza de se criar um novo habitat para a fauna e a flora da região, na harmonia paisagística do sistema e possibilidade de promover trabalhos e parcerias com a população local.

A partir de dados históricos do número de habitantes de Tamoios, uma pequena projeção linear é colocada em prática para obtenção da população de

projeto de 10 anos. Com este dado, sendo bastante conservador no que diz respeito ao potencial de crescimento previsto para região, pode-se calcular a vazão de projeto, a qual foi a base para todos os cálculos subsequentes.

Segundo a ABNT NBR 12209/2011, para o dimensionamento das unidades de tratamento e órgãos auxiliares, os seguintes parâmetros básicos mínimos do afluente devem ser considerados para as diversas etapas do plano de tratamento:

- a) vazões afluente máxima, mínima e média;
- b) demanda bioquímica de oxigênio (DBO) e demanda química de oxigênio (DQO);
- c) sólidos em suspensão (SS) e sólidos em suspensão voláteis (SSV)
- d) Nitrogênio Total *Kjeldahl* (NTK);
- e) fósforo total (P);
- f) coliformes termotolerantes (Cter), e outros indicadores biológicos quando for pertinente;
- g) temperatura.

Todos estes parâmetros citados acima pela norma devem ser determinados através de pesquisas no local e possuírem validade reconhecida. Havendo ausência ou impossibilidade dessa determinação, podem ser usados os valores do quadro 4.1.

Quadro 4-1 - Parâmetros fornecidos pela ABNT NBR 12209:2011 para eventuais cálculos na ausência de dados pesquisados in loco

PARÂMETRO	FAIXA DE VALORES	UNIDADE
DBO	45 – 60	g.DBO/hab.d
DQO	90 – 120	g.DQO/hab.d
SS	45 – 70	g.SS/hab.d
N	8,0 – 12	g.N/hab.d
P	1,0 – 1,6	g.P/hab.d

Fonte: Adaptado ABNT NBR 12209:2011

4.1 Vazão de Projeto

Os projetos de estações de tratamento de esgotos oriundos de cidades dependem fundamentalmente dos volumes de líquidos afluentes à unidade de tratamento. Sabe-se que os líquidos são originados basicamente de três fontes

distintas: esgotos domésticos (incluindo residências, instituições e comércio), águas de infiltração e despejos industriais (diversas origens e tipos de indústrias). No Brasil adota-se predominantemente o sistema separador de esgotamento sanitário, o qual separa as águas pluviais em linhas de drenagem independentes e que não contribuem à ETE. A figura 4.2 exemplifica o sistema de esgotamento separador e o combinado.

Este trabalho seguirá os passos do que vem comumente sendo feito pelo Brasil no que diz respeito ao sistema separador. Tendo em vista que a região é composta apenas por residências e pequenos comércios, não serão considerados nos cálculos das vazões contribuições de indústrias, já que não consta no plano diretor da cidade.

Sistemas de coleta de águas residuárias

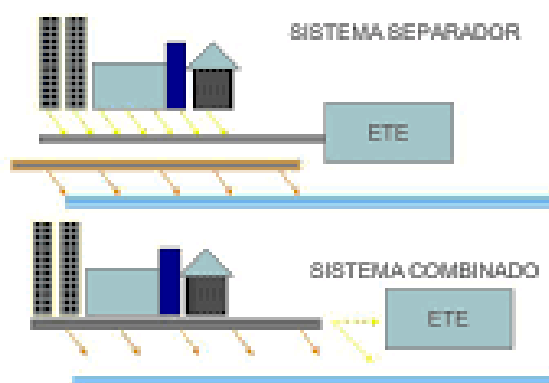


Figura 4-2 - Sistema de esgotamento separador e combinado

Fonte: adaptado de Von Sperling, 2002

O conceito de vazão doméstica engloba usualmente os esgotos oriundos dos domicílios, bem como de atividades comerciais e institucionais normalmente componentes de uma localidade. Normalmente a vazão doméstica de esgotos é calculada com base na vazão de água da respectiva localidade.

O consumo de água está relacionado a: hábitos higiênicos e culturais, sistema de medição do abastecimento de água, instalações e equipamentos hidráulico-sanitários valor da tarifa, temperatura média da região, renda familiar, índice de industrialização da região e tipo de atividade comercial.

De forma resumida, para populações dotadas de ligações domiciliares, a tabela 4.1 apresenta o consumo *per capita* de água.

Tabela 4-1 - Consumo *per capita* de água

Porte da comunidade	Faixa da população (hab)	Consumo per capita (QPC) (l/hab.d)
Povoado rural	< 5.000	90 - 140
Vila	5.000 - 10.000	100 - 160
Pequena localidade	10.000 - 50.000	110 - 180
Cidade média	50.000 - 250.000	120 - 220
Cidade grande	> 250.000	150 - 300

Fonte: Adaptado de CETESB (1977; 1978), Barnes et al (1981), Dahlhaus & Damrath (1982), Hosang & Bischof (1984)

Fonte: Von Sperling, 2002

De maneira geral, a produção de esgotos corresponde aproximadamente ao consumo de água. No entanto, a fração de esgotos que adentra a rede de coleta pode variar, devido ao fato de que parte da água consumida pode ser incorporada à rede pluvial (ex: rega de jardins e parques). Outros fatores de influência em um sistema separador absoluto são: (a) a ocorrência de ligações clandestinas dos esgotos à rede pluvial, (b) ligações indevidas dos esgotos à rede pluvial e (c) infiltração. A fração da água fornecida que adentra a rede de coleta na forma de esgoto é denominada coeficiente de retorno (R: vazão de esgotos/vazão de água). Os valores típicos de R variam de 60% a 100%, sendo que um valor usualmente adotado tem sido o de 80% (R=0,8) (SPERLING, 1998, p.55).

O cálculo da vazão doméstica média de esgoto é dado pela equação 4.1 e 4.2.

$$Qd_{média} = \frac{Pop \times QPC \times R}{1000} m^3 / d$$

Equação 4-1

$$Qd_{média} = \frac{Pop \times QPC \times R}{86400} l / s$$

Equação 4-2

onde:

Q_{dmed} = vazão doméstica média de esgotos (m³/d ou l/s)

QPC = quota *per capita* de água - ver Tabela 4.1 (l/hab.d)

R = coeficiente de retorno esgoto/água

Pop = população

A vazão de esgoto varia com as horas do dia, do mês e estações do ano. E depende de muitos fatores: temperatura e precipitação. Denominam-se por coeficientes de variação da vazão os coeficientes K1, K2 e K3.

K1: coeficiente de máxima vazão diária - relação entre a maior vazão diária verificada no ano e a vazão média anual. A norma ABNT NBR 9649/1986 fornece o valor de 1,2 para este parâmetro.

K2: coeficiente de máxima vazão horária - relação entre a maior vazão observada em um dia e a vazão média horária no mesmo dia. A norma ABNT NBR 9649:1986 fornece o valor de 1,5 para este parâmetro.

K3: coeficiente de mínima vazão horária - relação entre a vazão mínima e a vazão média anual. A norma ABNT NBR 9649/1986 fornece o valor de 0,5 para este parâmetro.

Desta forma, pode-se calcular as vazões máximas e mínimas de esgoto, através das equações 4.3 e 4.4, respectivamente.

$$Q_{dm\acute{a}x} = Q_{dm\acute{e}d} \cdot k1 \cdot k2$$

Equação 4-3

$$Q_{dm\grave{i}n} = Q_{dm\acute{e}d} \cdot k3$$

Equação 4-4

4.2 Concentração de Carga Orgânica

Segundo a Diretriz de controle de carga orgânica biodegradável em efluentes líquidos de origem sanitária (INEA, 2007), deve-se seguir alguns padrões de controle de carga orgânica para descarte de efluente líquido de origem sanitária em corpos d'água. Para chegar ao valor da concentração máxima permitida para o lançamento, deve-se analisar os quadros 4.2 e 4.3.

Os padrões impostos pela DZ-215.R4 deverão ser utilizados neste trabalho por se tratar de uma norma estadual.

Quadro 4-2 - Padrão de residência, considerando-se a área construída e a área do lote

PADRÃO	ÁREA EDIFICADA OU ÁREA DO LOTE
ALTO	Residências com área edificada igual ou superior a 250 m ² ou lotes com área igual ou superior a 500 m ² .
MÉDIO	Residências com área edificada igual ou superior a 50 m ² e inferior a 250 m ² ou lotes com área igual ou superior a 150 m ² e inferior a 500 m ² .
BAIXO	Residências com área edificada inferior a 50 m ² ou lotes com área inferior a 150 m ² .

Fonte: Instituto Estadual do Ambiente (INEA) - DZ-215.R-4

Quadro 4-3 - Vazão per capita de água e contribuição per capita de esgoto

PADRÃO	VAZÃO PER CAPITA DE ÁGUA (litro/dia)	CONTRIBUIÇÃO PER CAPITA DE ESGOTO (litro/dia)	CONTRIBUIÇÃO UNITÁRIA DE ESGOTO (g DBO/dia)	CONTRIBUIÇÃO UNITÁRIA DE ESGOTO (mg/L de DBO)
ALTO	300	250	60	240
MÉDIO Região Metropolitana	250	200	54	270
MÉDIO interior	200	160	50	310
BAIXO conjuntos habitacionais	150	120	45	375
BAIXO ocupação desordenada	120	100	40	400

Fonte: Inea DZ-215.R-4

4.3 Remoção de Sólidos Grosseiros

No efluente bruto, ao chegar à estação de tratamento de esgoto, podem estar presentes alguns sólidos grosseiros, como por exemplo, sacolas plásticas, garrafas PETs, e muitos outros materiais que prejudicam o funcionamento do sistema.

A solução deste problema consiste na adoção de grades de barras e de peneiras, todas já previamente padronizadas pela ABNT NBR 12209:2011. Segundo

esta normativa, as grades de barra devem ter espaçamento entre as barras de 10 a 100 mm, sendo classificadas, de acordo com tal espaçamento como:

- a) grade grossa: espaçamento de 40 a 100 mm;
- b) grade média: espaçamento de 20 a 40 mm;
- c) grade fina: espaçamento de 10 a 20 mm.

Sabe-se que as grades de barras podem ser de limpeza manual ou mecanizada. Exceto para as grades grossas, as grades de barras devem ser de limpeza mecanizada quando a vazão máxima afluyente final for igual ou superior a 100 l/s ou quando o volume de material a ser retido justificar o uso de equipamento mecanizado, levando-se em conta também as dificuldades de operação relativas à localização e/ou profundidade do canal afluyente.

Quando a limpeza for mecanizada, recomenda-se a instalação de pelo menos duas unidades, neste caso, cada uma com capacidade para a vazão afluyente total, podendo uma delas ser de limpeza manual, utilizada como reserva, conforme indica a ABNT NBR 12209/2011.

As barras das grades são construídas pelos fabricantes segundo dimensões padronizadas, sendo que a menor dimensão da secção, que é posicionada frontalmente ao escoamento, varia em média de 5 a 10 mm e a dimensão maior, paralela ao escoamento, varia entre 3,5 e 6,5 cm, aproximadamente. As grades com dispositivo de remoção mecanizada de material retido são implantadas com inclinações que variam de 70° a 90°, enquanto que as de remoção manual possuem inclinações variando geralmente na faixa de 45° a 60° (ângulo formado pela grade e o fundo do canal a jusante).

As grades são projetadas para que ocorra uma velocidade máxima de 1,2m/s, tomando-se por referência a velocidade máxima horária de esgotos sanitários. A obstrução máxima admitida é 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. Para o cálculo da perda de carga nas grades, pode-se utilizar a fórmula de Metcalf & Eddy, equação 4.5.

$$\Delta H = \frac{1,43(V^2 - V_0^2)}{2g}$$

Equação 4-5

onde:

v - velocidade de passagem pela grade;

v_0 - velocidade de aproximação.

A relação entre a área da secção transversal do canal e a área útil da grade é dada pela equação 4.6.

$$S = \frac{A_u(a+t)}{a} \quad \text{Equação 4-6}$$

onde:

S - área da secção transversal do canal, até o nível de água.

A_u - área útil da grade.

a - espaçamento entre as barras.

t - espessura das barras.

A relação $a / (a + t)$ é chamada de eficiência (E) da grade e representa a fração de espaços vazios em relação à área total.

Fixando-se a velocidade de passagem, pode-se determinar a área útil da grade através da equação da continuidade, $A_u = Q_{\text{máx}} / v$. Obtendo-se a área útil, pode-se calcular a área da secção transversal do canal (S). Escolhendo-se a espessura e o espaçamento entre barras determina-se a eficiência E e $S = A_u/E$. Obtendo-se a área da secção transversal, a largura do canal da grade pode ser determinada através do conhecimento da lâmina líquida decorrente do posicionamento da calha Parshall a jusante.

4.4 Remoção de Areia

O mecanismo de remoção da areia é a sedimentação. Os grãos de areia vão para o fundo do tanque enquanto que a matéria orgânica (de sedimentação mais lenta) segue para as unidades à jusante.

A areia que infiltra no sistema de esgotos sanitários e que danifica equipamentos eletromecânicos é constituída de 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.

De acordo com a ABNT NBR12209/2011, o desarenador pode ser de limpeza manual ou mecanizada. Sendo recomendado o uso de limpeza mecanizada para os casos em que a vazão de dimensionamento foi igual ou superior a 100 l/s.

Os desarenadores de limpeza manual podem ser de fluxo horizontal e seção retangular (tipo canal de velocidade constante), devendo existir sempre uma unidade reserva.

A vazão máxima deste projeto é superior ao valor estabelecido em norma para adoção dos desarenadores de limpeza manual, portanto, será adotado desarenador de fluxo horizontal e seção retangular com remoção da areia retida por meio de bomba aspiradora.

Para esta solução, as caixas de areia são projetadas para uma velocidade de escoamento dos esgotos de 0,25 a 0,40 m/s. Esta velocidade é mantida aproximadamente constante apesar das variações de vazão, através da instalação de uma calha Parshall a jusante. Velocidades baixas, notadamente as inferiores a 0,15 m/s provocam depósito de matéria orgânica na caixa, indicado pelo aumento da relação SSV/SST do material retido e que provoca exalação de maus odores devido à decomposição. As velocidades superiores a 0,40 m/s provocam arraste de areia e redução da quantidade retida.

Como recomendação normativa, no fundo e ao longo do canal deve ser executado espaço para a acumulação do material sedimentado, com profundidade mínima de 20 cm.

A areia retida deve ser encaminhada para aterro ou ser lavada para outras finalidades. Para redes de esgotos novas e não imersas no lençol freático a quantidade de areia retida é estimada em 30 litros por 1000 m³ de esgotos. Para situações desfavoráveis recomenda-se adotar 40l/1000m³.

O comprimento (L) da caixa de areia é determinado considerando-se a velocidade dos esgotos de 0,30 m/s e a velocidade de sedimentação da areia de 2 cm/s. Para que a partícula que passe sobre a caixa na linha de corrente mais alta

atinja a câmara de estocagem de areia, é preciso que percorra altura (H) na vertical enquanto percorre L na horizontal:

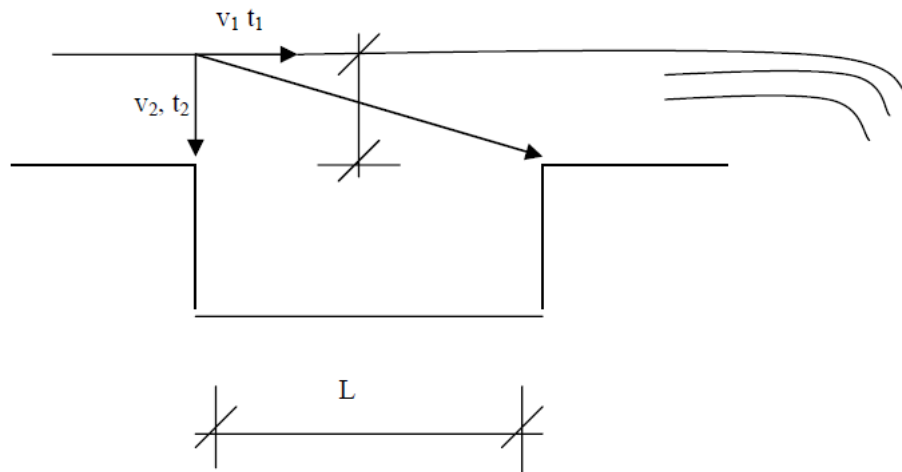


Figura 4-3 - Fluxo dentro do desarenador

Fonte: ESCOLA POLITÉCNICA DA USP, 2017

Da cinemática tem-se a equação 4.7:

$$v = \frac{\Delta S}{\Delta T} \quad \text{Equação 4-7}$$

Aplicando-a ao fluxo no desarenador, obtém-se o resultado de L e H:

$$v_1 = \frac{L}{t_1} \quad \text{e} \quad v_2 = \frac{H}{t_2} \quad , \text{ sabendo que } t_1 = t_2 = t$$

$$\frac{L}{v_1} = \frac{H}{v_2} \rightarrow L = 15 H$$

Costuma-se introduzir um coeficiente de segurança de 1,5 devido ao efeito de turbulência e considerar-se $L = 22,5 \times H$ ou $L = 25 \times H$. A ABNT NBR 12209/2011 recomenda que a taxa de escoamento superficial com base na vazão máxima resulte na faixa de (600 a 1300) $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$.

A forma mais utilizada para controle da velocidade dentro da caixa de areia tipo canal é através de calha Parshall, a figura 4.4 ilustra algumas variáveis importantes para o devido dimensionamento.

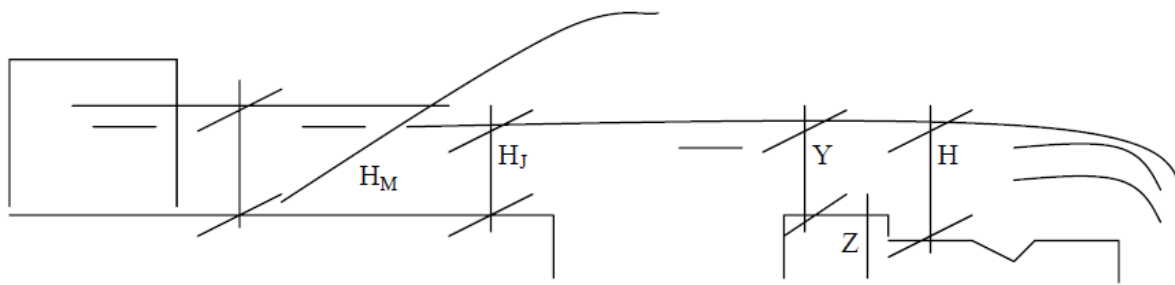


Figura 4-4 - Caixa de areia tipo canal com velocidade constante e calha Parshall

Fonte: ESCOLA POLITÉCNICA DA USP, 2017

Para que essa velocidade seja controlada, deve-se ter para Q_{dmin} e Q_{dmax} :

$$\frac{Q_{dmin}}{Q_{dmax}} = \frac{H_{min}-Z}{H_{max}-Z} \quad \text{Equação 4-8}$$

A formulação necessária para se trabalhar com a calha Parshall é descrita na equação 4.9.

$$Q = K.H^N \quad \text{Equação 4-9}$$

onde:

Q - vazão (m^3/s)

H - altura de água (m)

O quadro 4.4 fornece os valores de K e N, que são constantes obtidas em função da vazão máxima e mínima.

Quadro 4-4 - Valores de N, K e da Largura Nominal da calha

Largura Nominal	N	K	Capacidade (L/s)	
			Mín.	Máx..
3"	1,547	0,176	0,85	53,8
6"	1,580	0,381	1,52	110,4
9"	1,530	0,535	2,55	251,9
1'	1,522	0,690	3,11	455,6
1/2'	1,538	1,054	4,25	696,2
2'	1,550	1,426	11,89	936,7

Fonte: ESCOLA POLITÉCNICA DA USP, 2017

4.5 Tratamento Primário e Secundário

O tratamento de nível primário e secundário será realizado através de sistema combinado entre lagoa aerada de mistura completa seguida por uma lagoa de sedimentação. De acordo com o quadro 4.5 a eficiência de remoção dos parâmetros DBO, N e P (em porcentagem) para o conjunto lagoa aerada e lagoa de sedimentação (decantação) é de 70 – 90, 30 – 50 e 20 – 60, respectivamente.

Quadro 4-5 - Eficiência de Remoção em porcentagem de DBO, N e P

Sistemas de Tratamento	Eficiência de Remoção (%)		
	DBO	N	P
Tratamento Preliminar	0 – 5	0	0
Tratamento Primário	35 – 40	10 – 25	10 – 20
Lagoa Facultativa	70 – 85	30 – 50	20 – 60
Sistema Australiano	70 – 90	30 – 50	20 – 60
Lagoa Aerada	70 – 90	30 – 50	20 – 60
Lagoa Aerada e Lagoa de Decantação	70 – 90	30 – 50	20 – 60
Lodos Ativados Convencional	85 – 93	30 – 40	30 – 45
Lodo Ativado (aeração prolongada)	93 – 98	15 – 30	10 – 20
Lodo Ativado (fluxo intermitente)	85 – 95	30 – 40	30 – 45
Filtro Biológico (baixa carga)	85 – 93	30 – 40	30 – 45
Filtro Biológico (alta carga)	80 – 90	30 – 40	30 – 45
Biodisco	85 – 93	30 – 40	30 – 45
Reator Anaeróbio de Manta de Lodo	60 – 80	10 – 25	10 – 20
Fossa Séptica – Filtro Anaeróbio	70 – 90	10 – 25	10 – 20
Infiltração Lenta	94 – 99	65 – 95	75 – 99
Infiltração Rápida	86 – 98	10 – 80	30 – 99
Infiltração Subsuperficial	90 – 98	10 – 40	85 – 95
Escoamento Superficial	85 – 95	10 – 80	20 – 50

Fonte: Adaptado de Von Sperling (2005, Apud Programa de Pesquisa em Saneamento Básico 5 (PROSAB),2009)

Espera-se que este conjunto seja capaz de remover 80 % de DBO, garantindo o valor mínimo de 60 % exigido pela resolução CONAMA Nº 430 de 2011. Para remoção de Fósforo e Nitrogênio é esperado eficiência de 40 %, nos dois casos. Contudo, é previsto, para a ETE, um sistema de *wetland* construído com função de fazer o tratamento terciário, reduzindo os níveis de nitrogênio, fósforo, patógenos, etc.

Segundo Von Sperling (2005), os valores típicos dos parâmetros DBO, N e P presentes no esgoto, são expressos em termos de concentração na tabela 4.2.

Tabela 4-2 - Valores de N e P presentes no esgoto

PARÂMETRO	CONTRIBUIÇÃO PER CAPITA (g/hab.d)	CONCENTRAÇÃO (mg/L)
• Nitrogênio total	6,0- 10,0	35 – 60
• Nitrogênio orgânico	2,5 – 4,0	15 – 25
• Amônia	3,5 – 6,0	20 – 35
• Nitrito	≈ 0	≈ 0
• Nitrato	0,0 - 0,2	0 – 1
Fósforo	0,7 -2,0	4 – 12
• Fósforo orgânico	0,2 – 0,8	1 – 5
• Fósforo inorgânico	0,5 – 1,2	3 – 7

Fonte: Adaptado de Von Sperling (2005, Apud Programa de Pesquisa em Saneamento Básico 5 (PROSAB), 2009)

Sabe-se que, de acordo com a NT-202.R-10 - CRITÉRIOS E PADRÕES PARA LANÇAMENTO DE EFLUENTES LÍQUIDOS, os valores máximos em concentração de fósforo e nitrogênio para lançamento de efluente são, respectivamente, 1,0 mg/L.P e 10,0 mg/L.N. Portanto, tem-se todas as concentrações necessárias para o dimensionamento geométrico da estação de tratamento.

4.6 Lagoa Aerada de Mistura Completa

As lagoas aeradas de mistura completa funcionam como reatores aeróbios de mistura completa, porém sem recirculação de lodo. Segundo Nuvolari (2014), devido a este fato, pode-se utilizar no seu dimensionamento a equação 4.11 para estimar a concentração de sólidos voláteis X_v no reator. Para se determinar o volume da lagoa aerada V_{LA} , normalmente fixa-se o tempo de detenção hidráulico Θ_H (entre 3 e 4 dias), bastando, portanto, para isso, multiplicar o tempo de detenção hidráulico pela vazão diária afluyente Q_0 .

$$V_{LA} = \Theta_H \cdot Q_0 \quad \text{Equação 4-10}$$

$$X_v = \frac{Y(S_o - S_e)}{[1 + K_d \cdot f_b \cdot \Theta_H]} \quad \text{Equação 4-11}$$

Onde:

X_V = concentração de sólidos voláteis no reator (mg/L);

Y = coeficiente de síntese celular = 0,6 a 0,8 kgSSV produzido / kgDBO removida;

S_0 = Concentração da DBO no esgoto afluente à lagoa (mg/L);

S_e = concentração de DBO solúvel no efluente do reator (mg/L);

K_d = coeficiente de respiração endógena (ou de auto-destruição celular) = 0,09 d⁻¹;

f_b = fração biodegradável de X_V .

A necessidade de oxigênio varia de 1,2 a 1,3 kg O₂/kg DBO removida, para esgoto doméstico e para Θ_H de 3 a 4 dias. A profundidade da Lagoa aerada deve situar-se entre 3 e 4 m. Depois da Lagoa aerada, há necessidade de se projetar Lagoas de Sedimentação, com finalidade tripla de clarificar o efluente, digerir e armazenar o lodo (NUVOLARI, 2014).

Segundo Nuvolari (2014), para o caso da Lagoa de Sedimentação é recomendado tempo de detenção de 1 dia para vazão média (final de plano) e nunca superior a 2 dias, para evitar florescimento de algas. Além disso, a profundidade recomendada para a lagoa de sedimentação é de 4m, sendo que o recobrimento mínimo do lodo sedimentado deve ser de 1m, para evitar maus odores.

O lodo retido anualmente pode ser calculado pela equação 4.12:

$$P_{XV\text{líquida}} = Y_{\text{obs}} \times Q_0^* (S_0 - S_e) \quad \text{Equação 4-12}$$

onde:

$P_{XV\text{ líquida}} = P_{XV\text{ líquida}} / 0,75$ = produção líquida anual de sólidos suspensos totais (kg/ano);

$$Y_{\text{obs}} = \frac{Y}{[1+(f_b \cdot k_d \cdot \Theta_C)]}, \text{ sabendo que para o caso em questão } \Theta_C = \Theta_H;$$

Q_0^* = vazão média de um ano (m³/ano);

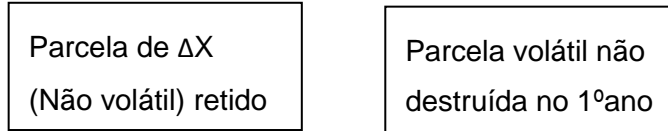
S_0 = DBO₅ na entrada da lagoa aerada (kg/m³);

S_e = DBO₅ no efluente da lagoa de sedimentação (kg/m³).

Algumas observações feitas por Além Sobrinho e Rodrigues (Apud NUVOLARI, 2014, p.378) mostram que a digestão anaeróbia que ocorre no fundo da

Lagoa de Sedimentação destrói cerca de 60% dos sólidos voláteis no primeiro ano e cerca de 40% no segundo ano. Para uma limpeza anual pode-se estimar a quantidade de lodo $\Delta X_{1\text{ano}}$ pela equação 4.13.

$$\Delta X_{1\text{ano}} = (0,25 \cdot P_{X_{\text{Líquida},1\text{ano}}}) + (0,4 \cdot 0,75 \cdot P_{X_{\text{Líquida},1\text{ano}}}) \quad \text{Equação 4-13}$$



Por último, tem-se o volume da Lagoa de Sedimentação V_{LS} , que deve comportar a soma de volumes exposta na equação 4.14.

$$V_{LS} = V_{\text{decant.}} + V_{\text{lodo}} \quad \text{Equação 4-14}$$

onde:

$$V_{\text{decant.}} = \text{Vazão média de 1 dia.}$$

A potência necessária para a aeração da lagoa é tida pela equação 15.

$$P_{\text{neces.}} = \frac{N_{\text{necess. O}_2}}{N} \quad \text{Equação 4-15}$$

onde:

$$N = \text{capacidade de transferência de oxigênio} = N_0 \cdot \lambda;$$

N_0 = capacidade de transferência de O_2 pelos aeradores nas condições de teste;

$$\lambda = \text{fator de correção de } N_0 \text{ para as condições de campo.}$$

$$\lambda = \frac{\alpha(\beta \cdot C_{SW} C_L) 1,02^{(T-20)}}{9,17} \quad \text{Equação 4-16}$$

onde:

$$\alpha = \frac{\text{taxa de transferência de } O_2 \text{ para o esgoto}}{\text{taxa de transferência de } O_2 \text{ para água limpa}} \quad \text{Equação 4-17}$$

$$\beta = \frac{\text{O.D. de saturação no esgoto}}{\text{O.D de saturação na água limpa}} \quad \text{Equação 4-18}$$

C_{SW} = concentração de saturação de O.D. para água limpa, na altitude que se esteja trabalhando e temperaturas que ocorrem no campo ($T_{inv.}$ e $T_{verão}$).

C_L = concentração de O.D. no reator

É conveniente que se instale sempre mais de 1 aerador, visando diminuir a densidade de potência necessária para se manter mistura completa, que neste caso pode se situar em um valor médio maior do que 4 watts / m³. Normalmente se utilizam aeradores de alta rotação (flutuantes), sendo sempre mais conveniente um maior número de aeradores de baixa potência (20 a 30 CV) (NUVOLARI, 2014).

Segundo Nuvolari (2014), a área superficial por aerador deve obedecer a relação de $A/n < 1600$ m² (n = número de aeradores) e o volume por aerador segue a relação $V/n < 6000$ m³.

4.7 Wetland Construído

Segundo KADLEC & KNIGHT (Apud Yue Zhang, 2012, p.41) o processo de dimensionamento de *Wetlands* Construídos de Fluxo Superficial para remoção de nitrogênio total e fósforo total pode ser resumido na equação 4.19:

$$A_W = \left(\frac{0,0365 \cdot Q}{K_A} \right) \cdot \ln \left(\frac{C_e - C^*}{C_s - C^*} \right) \quad \text{Equação 4-19}$$

onde:

A_W - Área do WC requerida, (ha);

C_s - Concentração na saída do WC, (mg/l);

C_e - Concentração na entrada do WC, (mg/l);

C^* - Concentração já existente no WC, (mg/l);

Q - Vazão, (m³/dia);

K_A - Taxa de decaimento de primeira ordem, (m/ano).

A taxa de decaimento de primeira ordem pode ser calculada através da equação 4.20:

$$K_A = K_{A,20} \cdot \theta^{(T-20)} \quad \text{Equação 4-20}$$

onde:

$K_{A,20}$ – Taxa de escala de primeira ordem constante a 20°C;

θ – Parâmetro de design;

T – Temperatura (°C).

A relação entre $K_{A,20}$, θ , e C^* para os diversos parâmetros de dimensionamento de uma estação de tratamento de esgoto constam na tabela 4.3 KADLEC & KNIGHT (Apud Yue Zhang, 2012, p.42).

Tabela 4-3 - Parâmetros para cálculo da área requerida por uma Wetland de Fluxo Superficial
Kadlec and Knight k-C Model Design Parameters*

Parameter	$K_{A,20}$	θ	C^* (mg/L)
BOD	34	1.00	$3.5+0.053 C_i$
TSS	1000	1.00	$5.1+0.16 C_i$
Organic-N	17	1.05	1.5
TN	22	1.05	1.5
TP	12	1.00	0.02
Fecal coli.	75	1.00	300 cfu/100mL

Adapted from *Treatment wetlands* (p. 217), by R. H. Kadlec and R. L. Knight, 1996, Boca Raton, FL: CRC Press.

Fonte: Apud Yue Zhang, 2012, p.42

5 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA

5.1 Cálculos Preliminares

Em atendimento à normativa ABNT NBR 12209/2011, seguem os cálculos preliminares para o dimensionamento do sistema.

5.1.1 População

A população de Tamoios, segundo censo realizado em 2010 pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), era de 45.958 habitantes. O quadro 5.1 mostra uma progressão linear da população de Tamoios, com base em populações anteriores fornecidas pelo IBGE.

Quadro 5-1 - Progressão Linear para população de Tamoios

Estimativa da População de Tamoios							
Ano	População	Ano	População	Ano	População	Ano	População
1991	5.835	2016	59564	2041	114764	2066	167756
1992	7756	2017	61772	2042	116972	2067	169964
1993	9678	2018	63980	2043	119180	2068	172172
1994	11600	2019	66188	2044	121388	2069	174380
1995	13522	2020	68396	2045	123596	2070	176588
1996	15444	2021	70604	2046	125804	2071	178796
1997	17366	2022	72812	2047	128012	2072	181004
1998	19288	2023	75020	2048	130220	2073	183212
1999	21210	2024	77228	2049	132428	2074	185420
2000	21215	2025	79436	2050	134636	2075	187628
2001	26163	2026	81644	2051	136844	2076	189836
2002	28637	2027	83852	2052	139052	2077	192044
2003	31111	2028	86060	2053	141260	2078	194252
2004	33585	2029	88268	2054	143468	2079	196460
2005	36059	2030	90476	2055	145676	2080	198668
2006	38533	2031	92684	2056	147884	2081	200876
2007	41007	2032	94892	2057	150092	2082	203084
2008	43481	2033	97100	2058	152300	2083	205292
2009	45955	2034	99308	2059	154508	2084	207500
2010	45958	2035	101516	2060	156716	2085	209708
2011	48524	2036	103724	2061	158924	2086	211916
2012	50732	2037	105932	2062	161132	2087	214124
2013	52940	2038	108140	2063	163340	2088	216332
2014	55148	2039	110348	2064	165548	2089	218540
2015	57356	2040	112556	2065	167756	2090	220748

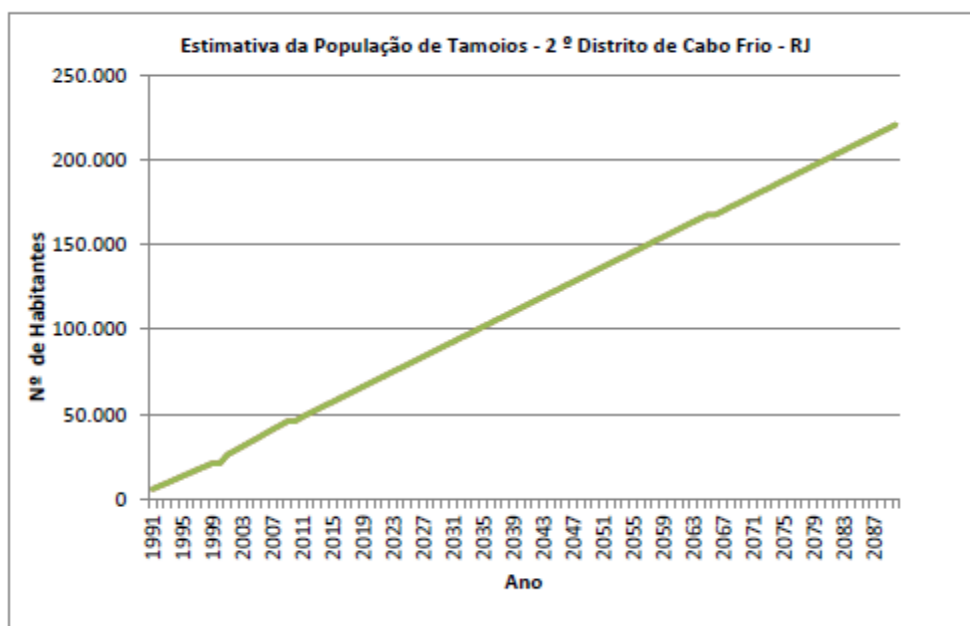


Gráfico 5-1 - Relação nº de habitantes versus ano, para população de Tamoios

Visto que a população de projeto será a de 10 anos, tem-se que, em 2027, Tamoios atingirá sua massa populacional atendível, com aproximadamente 83.852 habitantes.

5.1.2 Vazão de Projeto

De acordo com as equações 4.1 e 4.2, segue os cálculos para vazão média, máxima e mínima respectivamente.

- $Q_{dmédia} = \frac{83852 \times 200 \times 0,8}{1000} = 13416 \text{ m}^3/\text{d}$

$$Q_{dmédia} = 155 \text{ L / s}$$

- $Q_{dmáxima} = 13416 \times 1,2 \times 1,5 = 24149 \text{ m}^3/\text{d}$

$$Q_{dmáxima} = 279,5 \text{ L / s}$$

- $Q_{dmínima} = 13416 \times 0,5 = 6708 \text{ m}^3/\text{d}$

$$Q_{dmínima} = 77,6 \text{ L / s}$$

5.1.3 Concentração de Carga Orgânica

De acordo com o quadro 4.2, pode-se concluir que, os padrões de residências existentes em Tamoios são de padrão médio e de interior. Portanto, segundo o quadro 4.3, tem-se que a contribuição per capita de esgoto expressa em DBO é de $C_{ou} = 50$ g DBO/dia ou $C_{ou} = 310$ mg/L.

Extrapolando este valor para o total da população atendível, chega-se ao valor de carga orgânica afluyente a estação de tratamento de esgoto:

$$C_o = 83852 \times 310 = 25994120 \text{ mg/L} \quad \text{ou}$$

$$C_o = 83852 \times 50 = 4192600 \text{ gDBO/dia} = 4192,6 \text{ kgDBO/dia}$$

A norma DZ-215.R4 estabelece que, para concentrações de entrada (carga orgânica bruta) maiores que 80 KgDBO/dia, deve-se promover tratamento a fim de que a concentração final máxima de DBO não seja superior a 40 mg/L, considerando o padrão de residência médio adotado neste trabalho.

5.1.4 Temperatura

As temperaturas anuais para Tamoios podem ser vistas no gráfico 5.2, bem como os dados de precipitação. De posse desses dados, tem-se que a temperatura média mais quente e fria do ano é de cerca de 25,5 °C e 20,7 °C, respectivamente.

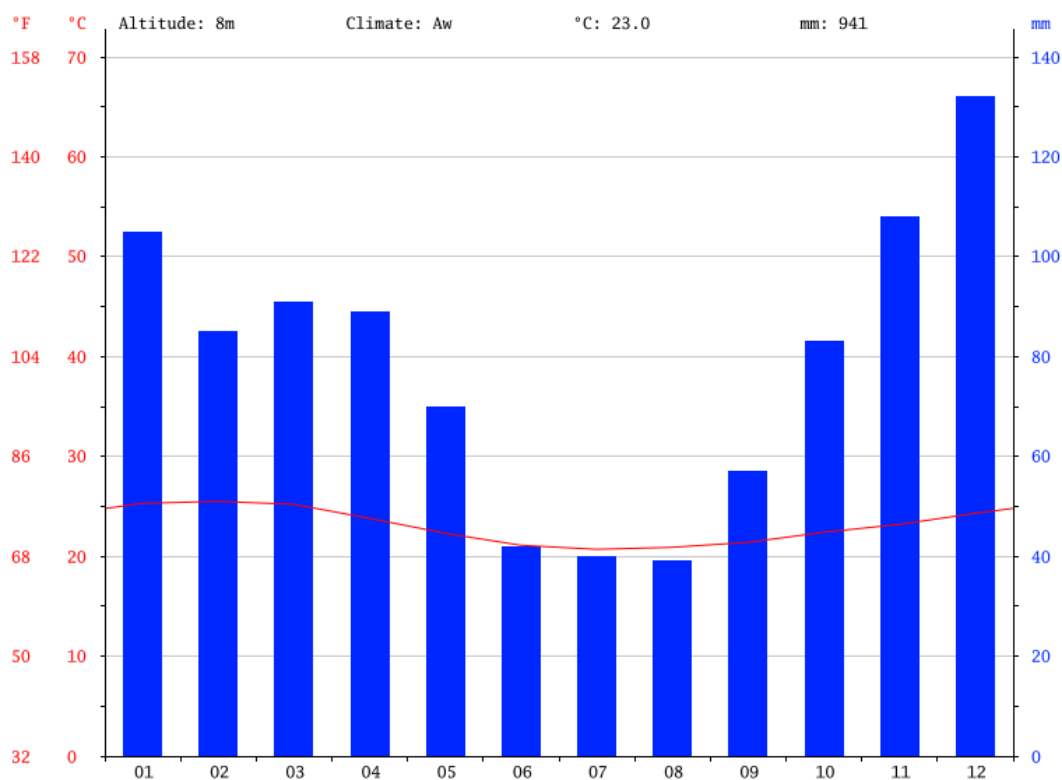


Gráfico 5-2 - Temperatura e precipitação para Tamoios ao longo do ano

Fonte: ALEXANDER MERKEL, 2017

5.2 Tratamento preliminar

5.2.1 Medidor de vazão (Calha Parshall)

De acordo com o quadro 4.4, para atender vazões de 77,64 L/s a 279,50 L/s, a Calha Parshall recomendada é a de LN = 1',

Através da equação 4.9 da Calha Parshall com LN = 1', tem-se:

$$Q = 0,69H^{1,522}$$

Para $Q_{\text{mín.}} = 77,64 \text{ L/s} \Rightarrow H_{\text{mín.}} = 0,24\text{m}$

Para $Q_{\text{máx.}} = 227,83 \text{ L/s} \Rightarrow H_{\text{máx.}} = 0,55\text{m}$

5.2.2 Remoção de sólidos grosseiros

Dados adotados:

- $a = 15 \text{ mm}$;
- $t = 5 \text{ mm}$.

A eficiência da grade é calculada conforme a relação:

$$E = \frac{a}{a+t} = \frac{15}{15+5} = 0,75 = 75\%$$

A área útil A_u é calculada pela relação:

$$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{V} = \frac{0,2795}{0,8} = 0,349 \text{ m}^2$$

Com a área útil e com a eficiência da grade, chega-se ao valor da área da seção do canal, conforme equação 4.6:

$$S = \frac{A_u}{E} = \frac{0,349}{0,75} = 0,465 \text{ m}^2$$

O cálculo do rebaixo z localizado a montante da calha Parshall e a jusante da caixa de areia, é calculado de tal maneira que mantenha a velocidade constante no canal com a variação de vazões. A equação 4.8 nos fornece a relação:

$$\frac{Q_{dmin}}{Q_{dmax}} = \frac{H_{min}-Z}{H_{max}-Z} \quad \rightarrow \quad \frac{77,64}{279,50} = \frac{0,24-Z}{0,55-Z} \quad \rightarrow \quad Z = 0,1206 \text{ m}$$

Por fim, calcula-se a largura do canal da grade (b):

$$b = \frac{S}{H_{m\acute{a}x}-Z} = \frac{0,465}{0,55-0,1206} = 1,08 \text{ m}$$

A perda de carga na grade é calculada através da equação 4.5, e são feitas duas considerações, uma para grade limpa e outra para grade com 50% de obstrução. Para início destes cálculos, é preciso obter o valor da velocidade v_o , ou seja, a velocidade de aproximação.

$$V_o = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{S} = \frac{0,2795}{0,465} = 0,60m/s$$

- Grade Limpa

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

Para este caso, adota-se 0,15 m, valor mínimo exigido pela ABNT NBR 12209/2011.

- Grade 50% obstruída

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

5.2.3 Remoção de areia

O cáculo da caixa de areia inicia-se com o cáculo da área da seção transversal A. Para isso, considera-se a velocidade sobre a caixa, $v = 0,3 \text{ m/s}$, e da tem-se:

$$A = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v} = \frac{0,2795m^3/s}{0,3m/s} = 0,9317m^2$$

Achada a área da seção transversal, agora é obtida a largura B:

$$B = \frac{A}{H_{m\acute{a}x} - Z} = \frac{0,9317}{0,55 - 0,1206} = 2,17m$$

Por último, calcula-se o comprimento L da caixa de areia:

$$L = 22,5 \cdot (H_{m\acute{a}x} - Z) = 22,5 \cdot (0,55 - 0,1206) = 9,66 \text{ m}$$

A taxa de escoamento superficial é calculada através da razão entre a vazão máxima e área superficial A_s :

$$\frac{Q_{max}}{A_s} = \frac{Q_{max}}{B \cdot L} = \frac{24149m^3/d}{2,17 \cdot 9,66m^2} = 1152,03m^3/m^2 \cdot d$$

Este valor está dentro do intervalo permitido pela ABNT NBR 12209/2011 que vai de 600 a 1300m³/m².d.

O último cáculo feito para o completo dimensionamento da caixa de areia, consiste na profundidade do compartimento para armazenamento da areia, que 

função da quantidade de areia removida, considerando Q_{med} , e da periodicidade de limpeza da caixa de areia. Sabe-se que a taxa de remoção de areia está dentro do intervalo que vai de 30 a 40 L de areia removida/1000 m³ de esgoto tratado e que a ABNT NBR 12209/2011 estabelece um mínimo de 0,20 m, portanto, tem-se:

- Volume diário de areia retida na caixa $V_{CX} = 0,035 \text{ m}^3 \times 13416 \text{ m}^3/\text{dia}$

$$V_{CX} = 470 \text{ L}$$

- Altura diária de areia acumulada na caixa $h = \frac{0,470}{9,66 \times 2,17}$

$$h = 0,022 \text{ m}$$

Portanto, para um rebaixo de 22 cm tem-se um intervalo de limpeza da caixa de aproximadamente 10 dias.

5.3 Tratamento Primário e Secundário

5.3.1 Dimensionamento da lagoa aerada

O quadro 5.2 fornece os parâmetros de entrada para realização dos cálculos de dimensionamento da lagoa aerada.

Quadro 5-2 - Parâmetros de entrada na estação

Parâmetro	Símbolo	Valor	Unidade
Vazão média afluyente	Q_0	13416	m ³ /dia
DBO5 na entrada da estação	S_0	310	mg/L
SST médio na entrada da estação	X	1040	mg/L
Tempo de detenção Hidráulico	Θ_H	3	dias
Profundidade da lagoa	h	4	m
Coefficiente de síntese celular	Y	0,7	kgSSV/kgDBOremov
Coefficiente de respiração endógena	Kd	0,09	/d
Fração biodegradável de Xv	fb	0,76	*****
Eficiência na remoção de DBO	***	80	%

O valor de SST foi adotado, visto que o usual está compreendido numa faixa que vai de 700 – 1305 mg/L. Outros parâmetros adotados foram o tempo de detenção hidráulico (Θ_H), profundidade da lagoa e eficiência da lagoa aerada na

remoção de DBO, que constam nas literaturas em intervalos de: 3 – 5 dias, 2 – 5 m e 70 – 90%, respectivamente.

De posse destes valores, pode-se através das equações 4.10 e 4.11, calcular o volume V_{LA} , área A_{LA} e quantidade de sólidos voláteis X_V para a lagoa.

$$V_{LA} = 40248 \text{ m}^3$$

$$A_{LA} = \frac{V_{LS}}{h} = 10062 \text{ m}^2$$

O valor de S_e pode ser calculado em função da eficiência do sistema. Conforme adotado, 80% são removidos na lagoa e, portanto 20% de DBO seguem para a etapa seguinte de tratamento.

$$S_e = 0,2 \times 310 = 62 \text{ mg/L}$$

$$X_V = 0,144 \text{ kg/m}^3$$

A quantidade de sólidos totais é calculada através da razão:

$$X = \frac{X_V}{0,9} = 0,16 \text{ kg/m}^3$$

A estimativa da produção diária de sólidos suspensos voláteis pode ser calculada através da equação 4.12.

$$Y_{obs} = \frac{Y}{[1+(f_b \cdot k_d \cdot \theta_c)]} = \frac{7}{[1+(0,76 \cdot 0,09 \cdot 3)]} = 0,58 \text{ d}^{-1}$$

$$P_{XV \text{ líquida}} = [Y_{obs} \cdot Q_0 \cdot (S_0 - S_e)] = [0,58 \times 13416(0,310 - 0,062)] =$$

$$P_{XV \text{ líquida}} = 1929,8 \text{ kg/dia}$$

$$P_{X \text{ líquida, 1ano}} = (P_{XV \text{ líquida}} \times 365 \text{ dias})/0,9 = (1929,8 \times 365)/0,9 = 782641 \text{ kg/ano.}$$

5.3.1.1 Dimensionamento do sistema de aeração

Sabe-se que Tamoios – 2º Distrito de Cabo Frio/RJ possui em toda sua extensão altitude média de 8m. Sua temperatura média de inverno 20,7 °C e a temperatura médio do verão é de 25,5 °C. Estes dados serão úteis para o estudo das necessidades de oxigênio por aeradores.

Pode-se considerar para as lagoas aeradas, como visto anteriormente, a $N_{ec.O_2} = 1,2 \text{ kgO}_2 / \text{kgDBO}_{removida}$. Adotar-se-á 25 °C como a temperatura média de verão (situação mais crítica em termos de necessidade de oxigênio) e 20 °C para temperatura média de inverno. Para esta situação o mais comum é a correção da DBO_5 para a temperatura. Esta correção pode ser realizada segundo a equação 5.1, para concentração afluyente e efluente à lagoa aerada.

$$DBO_{5,25^\circ} = DBO_{5,20^\circ} \times 1,047^{(25^\circ-20^\circ)} \quad \text{Equação 5-1}$$

- Concentração afluyente à lagoa aerada:

$$DBO_{5,25^\circ} = 0,310 \text{ kg/m}^3 \times 1,047^5$$

$$DBO_{5,25^\circ} = 0,390 \text{ kg/m}^3$$

- Concentração afluyente à lagoa de sedimentação.

$$DBO_{5,25^\circ} = 0,062 \text{ kg/m}^3 \times 1,047^5$$

$$DBO_{5,25^\circ} = 0,078 \text{ kg/m}^3$$

Com os valores da concentração de $DBO_{5,25^\circ}$ na entrada e saída da lagoa de aeração, pode-se chegar ao valor da DBO removida.

$$DBO_{remov.} = 0,390 - 0,078 = 0,312 \text{ kg/m}^3$$

Portanto, a carga de DBO diária removida é:

$$\text{Carga de DBO removida} = 0,312 \text{ kg/m}^3 \times 13416 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$\text{Carga de DBO removida} = 4185,8 \text{ kg DBO/dia}$$

A necessidade de oxigênio total média agora pode ser calculada usando os valores de carga de DBO removida diariamente:

$$N_{ec. \text{ de } O_2 \text{ total média}} = 1,2 \text{ kg } O_2/\text{kgDBO}_{remov.} \times 4185,8 \text{ kg DBO/dia}$$

$$N_{ec. \text{ de } O_2 \text{ total média}} = 5023 \text{ kg } O_2/\text{dia}$$

Contudo, sabe-se que a vazão de pico $Q_{máx.} \approx 1,8 Q_{méd.}$ e que a DBO_5 para a vazão de pico é geralmente menor do que a DBO média (por efeito da diluição) e, portanto, pode-se considerar, para a vazão de pico, um acréscimo da ordem de 66% na necessidade de oxigênio, podendo-se assim considerar:

$$N_{ec.O_2 \text{ total de pico}} = 5023 \text{ kg } O_2/\text{dia} \times 1,66$$

$N_{ec. O_2}$ total de pico = 8338,2 kg O_2 /dia

ou

$N_{ec. O_2}$ total de pico = 347,4 kg O_2 /hora

O cálculo da potência necessária $P_{neces.}$ para os aeradores mecânicos é realizado com base na equação 4.15 e os parâmetros necessários através das equações 4.16, 4.17 e 4.18.

Para aeradores de alta rotação, pode-se adotar segundo Nuvolari (2014) $N_0 = 0,8$ kg O_2 /CV.h, sabendo que em catálogos de fabricantes, encontra-se valores de até 2,6 kg O_2 /kw.h, portanto, o recomendado é que se façam testes.

Interpolando valores da concentração de saturação de oxigênio presentes no quadro 5.3, tem-se que o valor de $C_{SW\ inv.} = 9,2$ mg/L e $C_{SW\ verão} = 8,2$ mg/L

Quadro 5-3 - Concentração de equilíbrio de oxigênio dissolvido na água limpa

Temperatura (°C)	Altitude (m)	Pressão atmosférica local (atm)	Coefficiente de solubilidade - α_{O_2} (mg/L x atm)	Concentração de saturação de O_2 (mg/L)
0	0	1,0000	70,4	14,6
	500	0,9422		13,8
	1000	0,8878		13,0
	1500	0,8364		12,2
10	0	1,0000	52,8	11,1
	500	0,9422		10,4
	1000	0,8878		9,8
	1500	0,8364		9,3
20	0	1,0000	43,8	9,2
	500	0,9422		8,7
	1000	0,8878		8,2
	1500	0,8364		7,7
30	0	1,0000	34,3	7,2
	500	0,9422		6,8
	1000	0,8878		6,4
	1500	0,8364		6,0

Fonte: adaptado de ARIIVALDO NUVOLARI, 2014

Os valores de concentração de oxigênio dissolvido no reator variam de 1 a 2 mg/L e o adotado para este estudo foi $C_L = 2$ mg/L.

Os valores para α variam de 0,8 a 0,9 (para aeração mecânica) e de 0,7 a 0,75 (para ar difuso). Já os valores para β vão de 0,9 a 1. Portanto, adotou-se $\alpha = 0,85$ e $\beta = 0,95$.

De posse dos dados anteriores, é possível calcular o fator de correção de N_0 para as condições de campo no inverno e verão:

$$\lambda_{\text{inv}} = 0,62$$

$$\lambda_{\text{verão}} = 0,59$$

Adotar-se-á para fins de dimensionamento o fator de correção mais crítico $\lambda_{\text{verão}} = 0,59$.

Por fim, calcula-se a capacidade N de transferência de oxigênio pelos aeradores nas condições de campo:

$$N = N_0 \times \lambda = 0,8 \times 0,59 =$$

$$N = 0,47 \text{ kg O}_2 / \text{cv.h}$$

Portanto a potência necessária é:

$$P_{\text{neces.}} = (347,4 \text{ kg O}_2/\text{h}) / (0,47 \text{ kg O}_2 / \text{cv.h})$$

$$P_{\text{neces.}} = 740 \text{ cv}$$

Para obtenção do número de aeradores mecânicos necessários para a lagoa aerada é preciso voltar ao valor obtido para área média total A_{LA} (espelho d'água) e dividi-lo por dois, para que se tenham lagoas com dimensões factíveis de serem colocadas em prática na região proposta. Portanto, tem-se 2 Lagoas Aeradas com 5040 m² cada uma, com dimensões médias de 70 x 72 m e profundidade de 4 m.

Para estas dimensões, propõem-se 13 aeradores de 30 cv por lagoa, resultando numa capacidade instalada de 780 cv. Tem-se que a área ocupada por cada uma das lagoas é:

- $A_{\text{ocupada}} = 81,2 \text{ m} \times 83,2 \text{ m} = 6756 \text{ m}^2$ (Área ocupada de cada lagoa);
- $A_{\text{ocupada total}} = 2 \times 6756 = 13512 \text{ m}^2$ (Área total ocupada);
- $A_{LA} = 78 \times 80 = 6240 \text{ m}^2$ (Área do espelho d'água de cada lagoa);
- $A_{LA, \text{total}} = 2 \times 6240 = 12480 \text{ m}^2$ (Área total do espelho d'água).

É possível calcular também o volume útil de cada lagoa e o volume útil total ocupado pelo conjunto:

- $V = \left[\frac{(62 \times 64) + (78 \times 80)}{2} \right] \times 4 = 20416 \text{ m}^3$ (Volume útil);
- $V_T = 20416 \times 2 = 40832 \text{ m}^3$ (Volume útil total).

O tempo de detenção hidráulico resultante desses valores é calculado pela razão entre o volume útil total e a vazão média afluyente à lagoa:

$$\Theta_H = (40832 \text{ m}^3) / (13416 \text{ m}^3/\text{dia}) = 3,04 \text{ dias}$$

Para que estes valores sejam adotados no estudo em questão, ainda é preciso que seja verificada a densidade de potência resultante, assim como a verificação da área e volume por aerador. Assim sendo, tem-se o completo dimensionamento da lagoa aerada.

As condições a serem satisfeitas são:

- $d_p = \text{Potência (watts)} / \text{Volume (m}^3) > 4 \text{ w} / \text{m}^3$
 $d_p = (390 \text{ cv} \times 735,5 \text{ W/cv}) / 20416 \text{ m}^3$
 $d_p = 14,1 \text{ W} / \text{m}^3 > 4 \text{ W} / \text{m}^3$ (d_p satisfaz a condição)
- $A / n < 1000,00 \text{ m}^2 / \text{aerador}$
 $A / n = 6240 \text{ m}^2 / 13 \text{ aeradores}$
 $A / n = 480 \text{ m}^2 / \text{aerador}$ (A / n satisfaz a condição)
- $V / n < 6000,00 \text{ m}^3 / \text{aerador}$
 $V / n = 20416 \text{ m}^3 / 13 \text{ aeradores}$
 $V / n = 1570,46 \text{ m}^3 / \text{aerador}$ (V / n satisfaz a condição)

5.3.2 Dimensionamento da lagoa de sedimentação

Inicia-se o dimensionamento da lagoa de sedimentação com a obtenção de seu volume, ou seja, a somatória do volume de decantação com o volume de armazenamento do lodo.

- $V_{LS} = V_{\text{decant.}} + V_{\text{lodo}}$
- $V_{\text{decant.}} = Q_0 \times 1 \text{ dia} = 13416 \text{ m}^3/\text{dia} \times 1 \text{ dia}$
- $V_{\text{decant.}} = 13416 \text{ m}^3$

O lodo efetivamente retido anualmente $\Delta X_{1\text{ano}}$ pode ser estimado com a equação 4.13:

- $\Delta X_{1\text{ano}} = (0,25 \times 782641) + (0,4 \times 0,75 \times 782641)$
 $\Delta X_{1\text{ano}} = 430453 \text{ kg} / \text{ano}$

Admitindo-se que a concentração média de sólidos totais no lodo adensado seja de 50 kg / m³, tem-se:

- $V_{lodo} = \frac{430435 \text{ (kg/ano)}}{50 \text{ (kg/m}^3\text{)}}$

$$V_{lodo} = 8609 \text{ m}^3 / \text{ano}$$

Sendo assim, o volume da lagoa de sedimentação é:

- $V_{LS} = 13416 \text{ m}^3 + 8609 \text{ m}^3$

$$V_{LS} = 22025 \text{ m}^3$$

Admitir-se-á profundidade de 4 m para lagoa de sedimentação, portanto, a área para esta lagoa é:

- $A_{LS} = V_{LS} / 4 \text{ m} = 22025 / 4 = 5506 \text{ m}^2$

Para lagoa de sedimentação será adotado 2 lagoas, cada uma com área de $A_{1 \text{ lagoa}} = 2753 \text{ m}^2$ e dimensões de 50 m x 56 m.

- $A_{ocup.} = 61,2 \text{ m} \times 67,2 \text{ m} = 4112,6 \text{ m}^2$ (Área ocupada de cada lagoa);

- $A_{O.T.} = 2 \times 4112,6 = 8225,2 \text{ m}^2$ (Área total ocupada);

- $A_{LD} = 58 \text{ m} \times 64 \text{ m} = 3712 \text{ m}^2$ (Área do espelho d'água de cada lagoa);

- $A_{LD, tot.} = 2 \times 3712 = 7424 \text{ m}^2$ (Área total do espelho d'água)

- $V_{LD} = \{[(42 \times 48) + (58 \times 64)] / 2\} \times 4 = 11456 \text{ m}^3$ (Volume útil de cada lagoa)

- $V_T = 11456 \times 2 = 22912 \text{ m}^3$ (Volume total)

O tempo de detenção resultante será:

- $\Theta_H = (22912 \text{ m}^3) / (13416 \text{ m}^3/\text{dia})$

$$\Theta_H = 1,71 \text{ dias}$$

5.4 Dimensionamento do *Wetland* Construído

5.4.1 Área requerida para remoção de Nitrogênio

De acordo com o quadro 4.5 o sistema Lagoa aerada seguida por lagoa de sedimentação tem eficiência na remoção de nitrogênio que vai de 30 a 50 %. Sabe-

se que os valores típicos de nitrogênio total presentes no esgoto vão de 35 a 60 mg/L e um valor comum para adoção é 45 mg/L.

Desta forma, adotando eficiência na remoção de nitrogênio para lagoa aerada seguida por lagoa de sedimentação de 30 %, tem-se que a concentração na entrada do *wetland* de nitrogênio é:

$$C_e = 0,7 \times 45$$

$$C_e = 31,5 \text{ mg/L}$$

Utilizando a equação 4.19 e 4.20 e sabendo que segundo a NT-202.R-10 - CRITÉRIOS E PADRÕES PARA LANÇAMENTO DE EFLUENTES LÍQUIDOS, a concentração de nitrogênio para lançamento de efluente tratado em corpos d'água é de 10 mg/L, tem-se:

- $K_A = K_{A,20} \cdot \theta^{(T-20)}$

$$K_A = 22 \cdot 1,05^{(24-20)}$$

$$K_A = 26,74 \text{ m/ano}$$

- $A_W = \left(\frac{0,0365 \cdot Q}{K_A} \right) \cdot \ln \left(\frac{C_e - C^*}{C_s - C^*} \right)$

$$A_W = \left(\frac{0,0365 \cdot 13416}{26,74} \right) \cdot \ln \left(\frac{31,5 - 1,5^*}{10 - 1,5^*} \right)$$

$$A_W = 23 \text{ ha}$$

5.4.2 Área requerida para remoção de fósforo

Como feito com o dimensionamento da área requerida para remoção de nitrogênio, consultando o quadro 4.5 o sistema Lagoa aerada seguida por lagoa de sedimentação tem eficiência na remoção de fósforo que vai de 20 a 60 %. Sabe-se que os valores típicos de fósforo total presentes no esgoto vão de 4 a 12 mg/L, e o valor adotado é 5 mg/L.

Desta forma, adotando eficiência na remoção de fósforo para lagoa aerada seguida por lagoa de sedimentação de 30 %, tem-se que a concentração na entrada do *wetland* de fósforo é:

$$C_e = 0,7 \times 5$$

$$C_e = 3,5 \text{ mg/L}$$

Utilizando a equação 4.19 e 4.20 e sabendo que segundo NT-202.R-10 - CRITÉRIOS E PADRÕES PARA LANÇAMENTO DE EFLUENTES LÍQUIDOS a concentração de fósforo para lançamento de efluente tratado em corpos d'água é de 1,0 mg/L, tem-se:

- $K_A = K_{A,20} \cdot \theta^{(T-20)}$

$$K_A = 12 \cdot 1,0^{(24-20)}$$

$$K_A = 12 \text{ m/ano}$$

- $A_W = \left(\frac{0,0365 \cdot Q}{K_A} \right) \cdot \ln \left(\frac{C_e - C^*}{C_s - C^*} \right)$

$$A_W = \left(\frac{0,0365 \cdot 13416}{12} \right) \cdot \ln \left(\frac{3,5 - 0,02}{1 - 0,02} \right)$$

$$A_W = 52 \text{ ha}$$

5.4.3 Escolha da área do Wetland para remoção de nutrientes

Visto que a área requerida para remoção de fósforo foi a de maior valor, adotar-lhe-á como sendo a área do *wetland*, já que seu valor é suficiente para remoção de nitrogênio e fósforo. No *wetland* será removida ainda uma parte da DBO, e calculando-se a área necessária para tratar essa DBO com uma eficiência de 60%, chega-se ao valor de 16 ha, o que já está atendido pela área requerida para remoção de fósforo.

A região proposta para receber esta estação de tratamento de esgoto conta com 3 *wetlands* naturais, aqui chamadas de célula 1, 2 e 3, possuindo respectivamente, 22 ha, 12 ha e 18 ha, como pode ser visto nas figuras 5.5, 5.6 e 5.7. Juntas, comporão os 52 ha requeridos para remoção dos nutrientes.

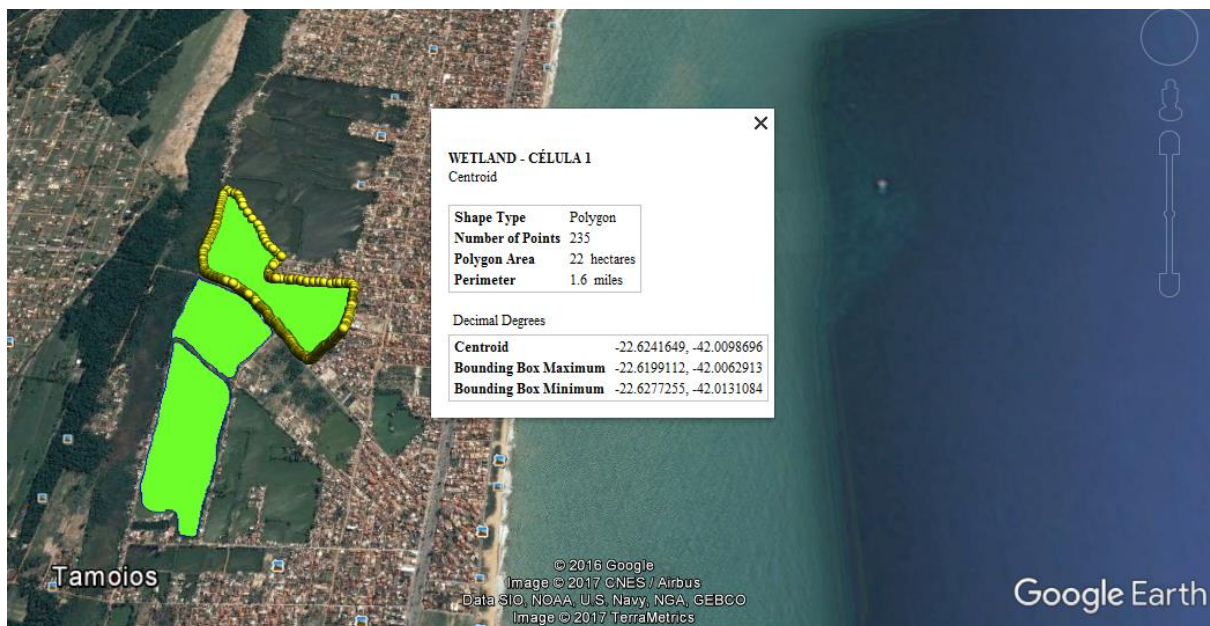


Figura 5-1 - Célula 1 com área média de 22 hectares

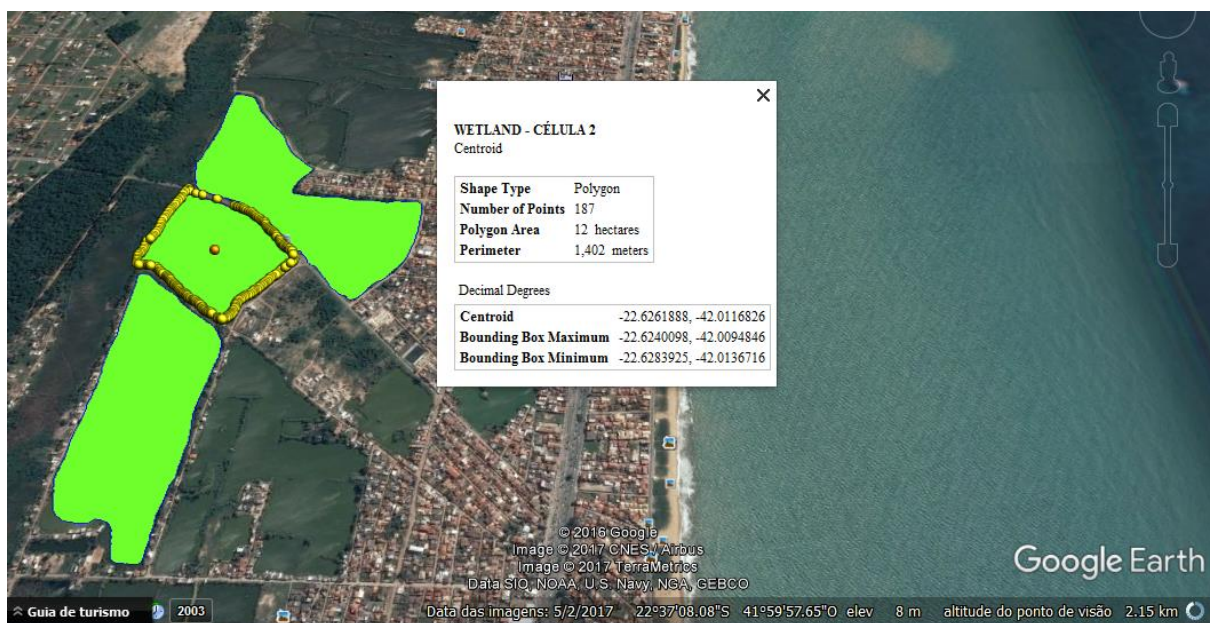


Figura 5-2 - Célula 2 com área de 12 hectares

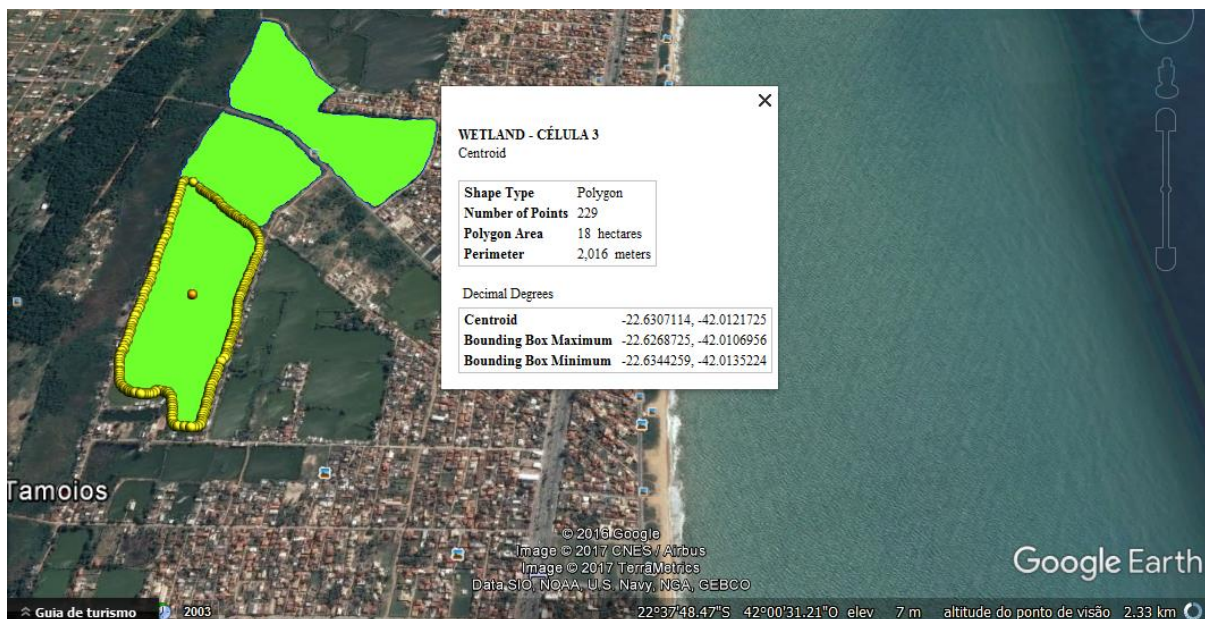


Figura 5-3 - Célula 3 com área de 18 hectares

5.4.4 Relação comprimento-largura (C:L) do wetland

A configuração dos *wetlands* no que diz respeito a relação comprimento-largura, é um importante item no seu dimensionamento, devido ao seu impacto na resistência ao fluxo e no circuito hidráulico. Segundo Kadlec and Knight (Apud Yue Zhang, 2012, p.43-44) a relação C:L deve ser superior a 2:1 para garantir condições de fluxo. Mitsch e Gosselink (2007) recomenda a relação C:L mínima de 2: 1 a 3: 1 para *wetlands* de fluxo superficial. Crites, Middlebrooks e Reed (2006) recomendam $2: 1 < C: L < 4: 1$. O manual da Agência de Proteção dos Estados Unidos (U.S. EPA manual 1999) afirma que, em geral, as *wetlands* de fluxo superficial são construídas com $C: L \leq 4: 1$ para evitar problemas hidráulicos.

Para este trabalho adotar-se-á a relação C:L de 3:1. Porém, sabe-se que a *wetland* construída deverá se conformar ao formato da região a recebê-la, mas sempre se tentando promover a relação adotada.

5.4.5 Profundidade das wetlands

A profundidade da lâmina d'água é uma medida física importante para o projeto, operação e manutenção de um *wetland* construída de fluxo superficial (WCFS). A profundidade real da água em um WCFS geralmente não será conhecida com um alto grau de precisão devido a irregularidades da base do *wetland* (US EPA, 1999 , Apud Yue Zhang, 2012, p.45). As profundidades típicas de um WCFS variam de aproximadamente 15 a 70 cm.

Para este estudo, optou-se por adotar para WCFS profundidade média de 40 cm, possibilitando maior facilidade na operação e manutenção das unidades.

5.4.6 Tempo de detenção hidráulico para WCFS

A relação comprimento-largura e a profundidade são fatores importantes a serem considerados no projeto de um WCFS. Eles desempenham relevada importância na determinação de fatores como o tempo de detenção hidráulico (TDH) e requisitos de estrutura, que são fatores críticos para um projeto bem-sucedido. O TDH é o tempo que leva para que as águas residuais passem pelo sistema. Um tempo de residência superior a 10 dias é considerado ótimo para garantir que os agentes patogênicos sejam reduzidos pela exposição à luz solar ou pela morte natural (ERIC TOUSIGNANT, 1999). O tempo de detenção hidráulico (TDH) no *wetland* pode ser calculado com a equação.

$$TDH = \frac{C.L.P.n}{Q} \quad \text{Equação 5-2}$$

onde:

TDH – Tempo de detenção hidráulico (dias);

C – Comprimento (m);

L – Largura (m);

n – Porosidade do meio suporte

Q – Vazão afluyente ao sistema (m³/dia)

A porosidade pode ser expressa pela razão entre o volume de vazios V_V e o volume total V do meio suporte, como na equação.

$$n = \frac{V_V}{V} \qquad \text{Equação 5-3}$$

onde:

V_V = Volume de vazios (m^3)

V = Volume total (m^3)

Em um WCFS, os volumes de vazios são mais ou menos os volumes desocupados pela vegetação. Os valores típicos de porosidade variam de 0,86 (para Typha) a 0,98 (para Phragmites australis). Uma parte da vegetação proposta para este estudo será composta pelas plantas do gênero Typha, portanto, adotar-se-á como porosidade do meio suporte o valor de 0,86.

Portanto, calcula-se o TDH através da equação 5.2, sabendo que a multiplicação do comprimento pela largura, será substituída pelo valor direto da área:

$$TDH = \frac{520000 \times 0,4 \times 0,86}{13416}$$

$$TDH = 13,3 \text{ dias}$$

6 CONCLUSÃO

De acordo com os resultados tidos neste trabalho, pode-se verificar que todo o sistema atenderá as exigências impostas pelos órgãos ambientais competentes. Sabe-se, porém, que o dimensionamento do sistema de *Wetland* Construído baseou-se em estudos e formulações apropriadas para regiões de invernos rigorosos, visto que as pesquisas realizadas no Brasil ainda são incipientes. Este fato justifica o quantitativo requerido de área alagada para remoção de fósforo e nitrogênio, após o dimensionamento.

Sabe-se que *wetlands* são compostos de regiões anaeróbias em sua parte inicial, onde geralmente possuem vegetação e, posteriormente aeróbias, onde existe uma quantidade menor de vegetação, portanto, para esta realidade não é razoável a utilização da cinética de decaimento de primeira ordem (conforme adotado por Kadlec & Knight) homogênea para todo o *wetland*, comumente utilizada por diversos autores e usada neste trabalho.

Foram feitas considerações acerca de diversos parâmetros utilizados para o dimensionamento das lagoas aeradas, lagoas de sedimentação e dos *wetlands*, muitas delas com base em referências de experimentos feitos em outro ambiente, onde a variável clima não se assemelha a nossa. Fato este que, para um caso real a ser executado, não é o aconselhado e o melhor a ser feito são investigações locais, possibilitando o conhecimento de parâmetros como evapotranspiração, precipitação, infiltração no solo, características físico-química do solo, intensidade de insolação, vento, concentrações de poluentes no esgoto local, entre outros.

Devido ao fato deste sistema de tratamento (*wetlands*), ser ainda pouco difundido no Brasil, é de extrema importância que, antes de ser implementado em um distrito com o porte de Tamoios, seja construído um *wetland* em escala piloto, realizando seu monitoramento ao longo de um período de, pelo menos, um ano e, dessa forma, possibilitando a coleta de informações sobre efeitos sazonais, condições climáticas locais, tipo de vegetação e manejo do sistema *wetland*.

Sabe-se, porém, que bem próximo à região de Tamoios, na cidade de Araruama, a ETE Ponte dos Leites com capacidade de tratamento de 200L/s, possui o mesmo layout proposto neste trabalho e atinge o nível terciário de tratamento

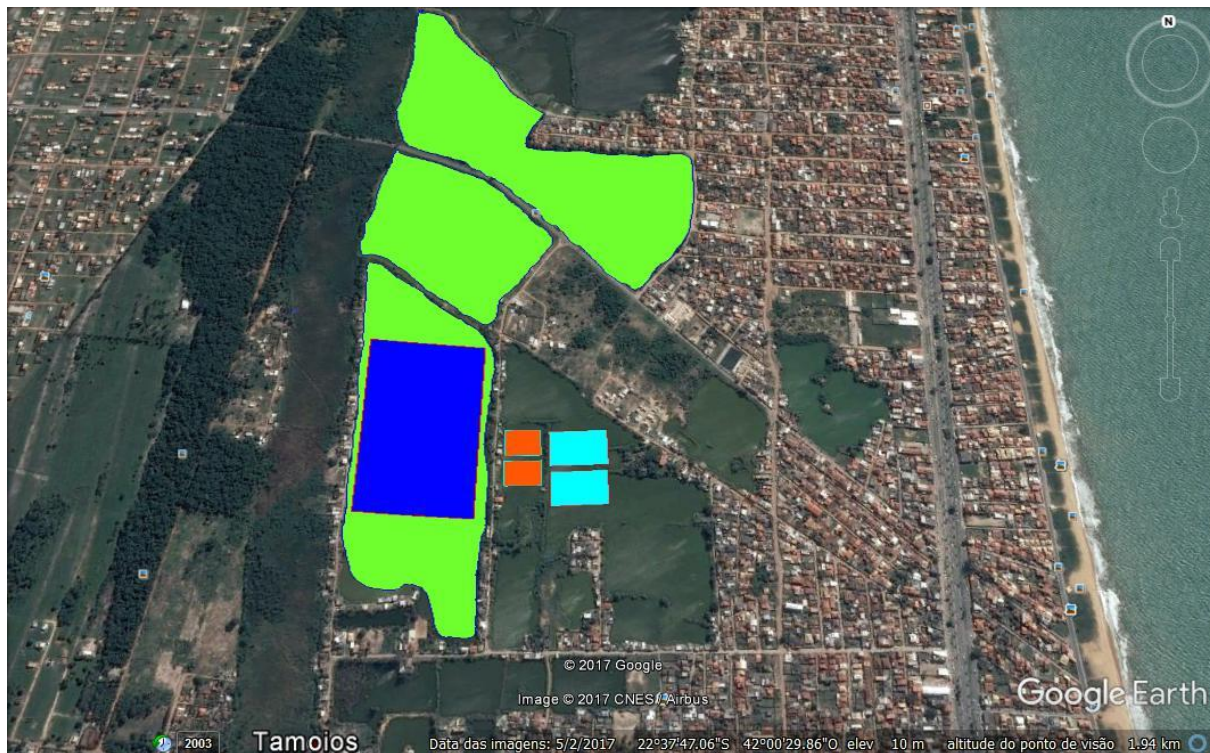
através dos *wetlands*. Contudo, essa ETE possui uma área instalada de apenas 11 ha. Deste fato, é possível inferir o quão importante é a execução de uma ETE em escala piloto, possibilitando testar os arranjos mais eficientes na remoção de nutrientes. Nesta ETE (Ponte dos Leites) também foi possível eliminar os aeradores com a introdução de macrófitas flutuantes nas lagoas aeradas e nas lagoas de sedimentação, sendo possível remover fósforo e nitrogênio em etapas anteriores às *wetlands* e ainda reduzir os gastos com energia elétrica.

A redução do uso de aeradores, ou até mesmo, a inutilização deles representaria, ao sistema de tratamento proposto neste trabalho, economia e qualidade ambiental que, aliado ao potencial social desenvolvido na ETE, atenderia às propostas de sustentabilidade.

Sendo assim, faz-se aqui, adoção similar ao caso de Araruama no que diz respeito às macrófitas flutuantes e emergentes e, espera-se que, com esta adoção, a área requerida para remoção de fósforo e nitrogênio no sistema de *wetland* proposto, reduza pra um valor próximo a 20% do calculado neste trabalho, ou seja, cerca de 10 hectares.

O Anexo 1 contém layout elaborado no software Google Earth para toda a Estação de Tratamento de Esgoto em Tamoios. Já os Anexos 2, 3, 4 e 5, elaborados no AutoCad 2015 contém desenhos das unidades de tratamento separadamente, mostrando suas dimensões geométricas básicas (sem escala).

ANEXO 1

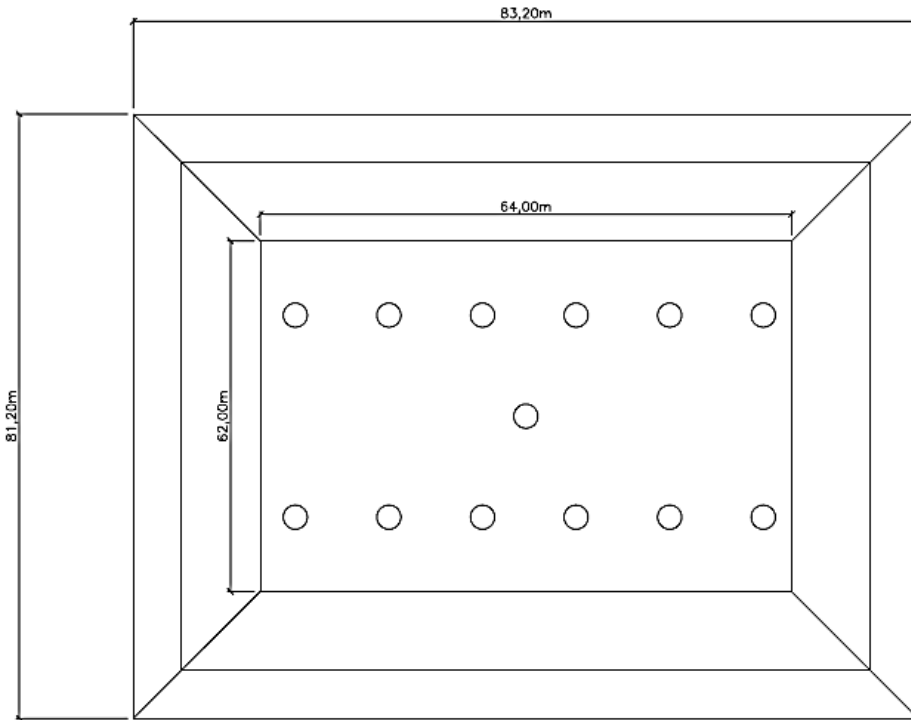


LEGENDA:

- Área das Wetlands Naturais, totalizando 52 ha.
- Wetland Construída - Área esperada após a realização de experimentos locais.
- Lagoas de Sedimentação
- Lagoas de Aeração

ANEXO 2

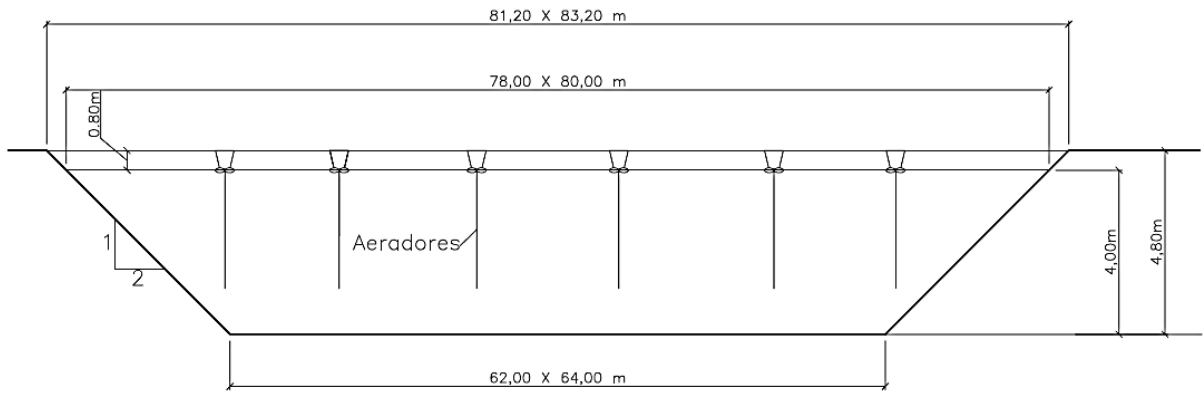
Lagoa Aerada



PLANTA — SEM ESCALA

ANEXO 3

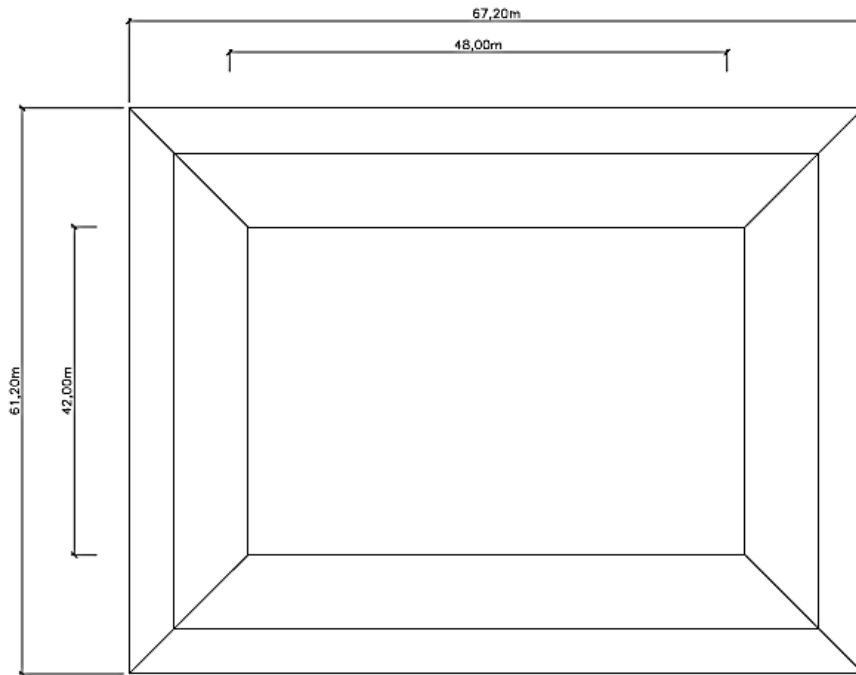
Lagoa Aerada



CORTE

ANEXO 4

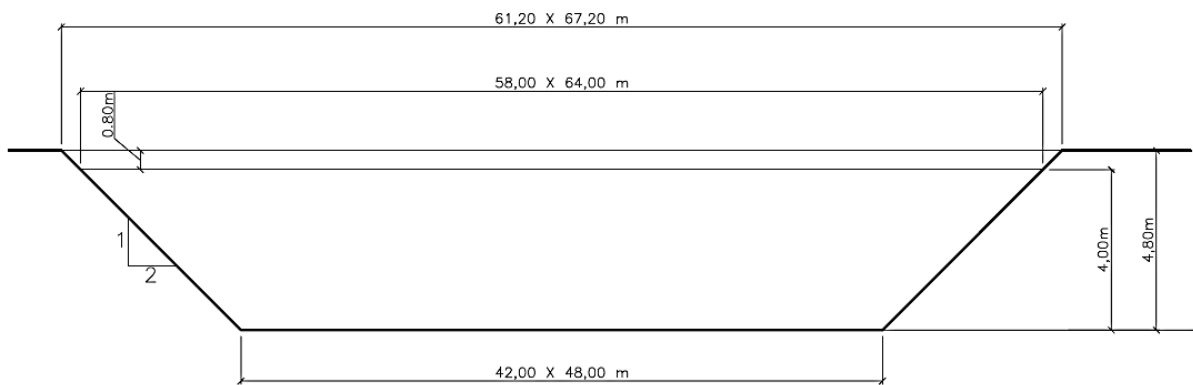
Lagoa Sedimentação



PLANTA
SEM ESCALA

ANEXO 5

Lagoa Sedimentação



CORTE
SEM ESCALA

REFERÊNCIAS

- AESBE (Brasil). Associação Brasileira das Empresas Estaduais de Saneamento. **Padrões de lançamento para Estações de Tratamento de Esgotos Domésticos**. Brasília: Aesbe, 2009. 26 slides, color.
- ALEXANDER MERKEL. **DADOS CLIMÁTICOS PARA CIDADES MUNDIAIS**. 2017. Disponível em: <<https://pt.climate-data.org/location/316292/>>. Acesso em: 10 maio 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICA. **NBR 12209**: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. 2 ed. Rio de Janeiro, 2011. 60 p.
- BEGOSSO, Larissa. **DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE PROJETO E CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO E CONFIGURAÇÃO DE WETLANDS CONSTRUÍDAS PARA TRATAMENTO DE ÁGUA CINZA**. 2009. 53 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Campo Grande, 2009.
- CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **RESOLUÇÃO NO 357**: RESOLUÇÃO No 357, DE 17 DE MARÇO DE 2005 Publicada no DOU nº 053, de 18/03/2005, págs. 58-63. 1 ed. Brasília: Mma, 2005. 27 p.
- CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **RESOLUÇÃO NO 396**: RESOLUÇÃO CONAMA no 396, de 3 de abril de 2008. 1 ed. Brasília: Mma, 2008. 11 p.
- CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **RESOLUÇÃO NO 430**: RESOLUÇÃO No 430, DE 13 DE MAIO DE 2011. 1 ed. Brasília: Mma, 2011. 9 p.
- CILSJ. **REGIÃO HIDROGRÁFICA VI – SITUAÇÃO DA BACIA: INDICADOR 2 – PLANEJAMENTO E GESTÃO**. Rio de Janeiro: Cilsj, 2011. 43 p.
- DINGES, R. **Natural Systems for Water Pollution Control**. Van Nostrand Reinhold. New York, 1982.
- ENCONTRO NACIONAL DAS ÁGUAS, 4., 2012, São Paulo. **UMA ETE SUSTENTÁVEL: Práticas Sustentáveis em Processos de Tratamento de Esgotos Sanitários**. Araruama: Abcon, 2012. 17 p.
- ESCOLA POLITÉCNICA DA USP (São Paulo). Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. **Decantadores Primários**. Disponível em: <<http://www.pha.poli.usp.br>>. Acesso em: 15 abr. 2017.

ESCOLA POLITÉCNICA DA USP (São Paulo). Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. **TRATAMENTO DE ESGOTOS SANITÁRIOS**. Disponível em: <<http://www.pha.poli.usp.br>>. Acesso em: 15 abr. 2017.

FENASAN, 26., 2015, São Paulo. **DIMENSIONAMENTO DE LAGOAS AERADAS SEGUIDAS DE LAGOAS DE SEDIMENTAÇÃO**. São Paulo: Fenasan, 2015. 21 p.

FRANCISCO SUETÔNICO BASTOS (Brasil). Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Ufc. **Nutrientes de esgoto sanitário: utilização e remoção**. Rio de Janeiro: Abes, 2009. 430 p.

FUNASA. **MANUAL DE CONTROLE DA QUALIDADE DA ÁGUA PARA TÉCNICOS QUE TRABALHAM EM ETAS**. Brasília: Funasa, 2014. 116 p.

FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE – FUNASA. **Manual de saneamento**. Brasília: Ministério da Saúde, 1994. 255 p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Censo 2000**. Disponível em: <<http://www.ibge.br/ibge/estatistica/populacao/condicaodevida/indicadoresminimos/abela3.shtm>>. Acesso em: 05 out. 2007.

INSTITUTO ESTADUAL DO AMBIENTE. **DZ. 212: CRITÉRIOS E PADRÕES PARA LANÇAMENTO DE EFLUENTES LÍQUIDOS**. 10 ed. Rio de Janeiro: Inea, 1986. 4 p.

INSTITUTO ESTADUAL DO AMBIENTE. **DZ. 215: DIRETRIZ DE CONTROLE DE CARGA ORGÂNICA BIODEGRADÁVEL EM EFLUENTES LÍQUIDOS DE ORIGEM SANITÁRIA**. 4 ed. Rio de Janeiro: Inea, 2007. 17 p.

JEDICKE, A., FURCH, B., SAINT-PAUL, U. & SHLÜTER, U. B. **Increase in the oxygen concentration in Amazon waters resulting from the root exudation of two notorious water plants. *Eichhornia crassipes* (Pontederiaceae) and Pistia stratiotes (Araceae), *Amazonia*, 11: 53, 1989.**

JERÔNIMO, Carlos Enrique de Medeiros. **ESTUDO DE TÉCNICAS PARA O TRATAMENTO ALTERNATIVO DE EFLUENTES OLEOSOS ORIUNDOS DA INDUSTRIALIZAÇÃO DA CASTANHA DE CAJU**. 2010. 148 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, Departamento de Engenharia Química, Universidade Federal do Rio Grande do Norte 2010, Natal, 2010.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. *Tratamento de Esgotos Domésticos*. 6 ed. Rio de Janeiro: ABES, 2011. 1050 p.

JUTURNAÍBA, Águas de. **RELATÓRIO DE MONITORAMENTO: EFLUENTES DE ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ESGOTOS**. Araruama: Águas de Jurtunaiba, 2015. 69 p.

KADLEC, R.H AND KNIGHT, R.L. **Treatment Wetlands**. Boca Raton Lewis Publishes, 1996.

KADLEC, Robert H.; WALLACE, Scott D.. **TREATMENT WETLANDS**. 2. ed. Boca Raton: Lewis Publishers, 2009.

KONNERUP, Dennis; KOOTTATEP, Thammarat; BRIX, Hans. **Treatment of domestic wastewater in tropical, subsurface flow constructed wetlands planted with Canna and Heliconia**. Ecological Engineering, 2009.

LAUTENSCHLAGER, Sandro Rogério. **MODELAGEM DO DESEMPENHO DE WETLANDS CONSTRUIDAS**. 2001. 106 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

LEMES, João Luiz Villas Boas et al. TRATAMENTO DE ESGOTO POR MEIO DE ZONA DE RAÍZES EM COMUNIDADE RURAL. **Revista Acadêmica: Ciência Animal**, Curitiba, v. 6, n. 2, p.169-179, jun. 2008.

MAY, E. et al. Chemical and microbiological processes in gravel-bed hydroponic systems for sewage treatment. In: COOPER P.F. and FINDLATER B.C. **Constructed wetlands in water pollution control**. Oxford, UK: Pergamon Press, 1990. p.33-40.

MATOS, Antonio Teixeira de. **CURSO SOBRE TRATAMENTO DE RESÍDUOS AGROINDUSTRIAIS**: Tratamento de Resíduos Agroindustriais. Minas Gerais: Ufv, 2005. 34 p.

METCALF & EDDY, Inc. **WASTEWATER ENGINEERING: TREATMENT, DISPOSAL, REUSE**. McGraw-Hill International Editions, 3rd ed., New York, 1991.

MINISTÉRIO DAS CIDADES (Brasil). **Plano Nacional de Saneamento Básico**. 2013. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br>>. Acesso em: 01 jul. 2017.

NUVOLARI, Ariovaldo et al. **Esgoto Sanitário**: coleta, transporte, tratamento e reúso agrícola. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2014. 565 p.

ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS. **A ONU e o meio ambiente**. Disponível em: <<https://nacoesunidas.org/acao/meio-ambiente/>>. Acesso em: 09 de março 2017.

PAOLI, ANDRÉ CORDEIRO de. **ANÁLISE DE DESEMPENHO E COMPORTAMENTO DE WETLANDS HORIZONTAIS DE FLUXO SUBSUPERFICIAL BASEADO EM MODELOS HIDRÁULICOS E CINÉTICOS**. 2010. 165 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

PASSOS, Ricardo Gomes. **AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO POR MEIO DE DADOS DE MONITORAMENTO E MODELAGEM EM FLUIDODINÂMICA COMPUTACIONAL (CFD)**. 2012. 278 f. Dissertação

(Mestrado) - Curso de Engenharia, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

PIRANI, Renata Magalhães et al. **Fauna e Flora da Estação de Tratamento de Água e Esgoto (ETE):** Araruama – RJ. Araruama: Águas de Jurtunaiba, 2010. 60 p.

PORTAL TRATAMENTO DE ÁGUA (São Paulo). **GUIA DE PRODUTOS E SERVIÇOS:** Adensador de Lodo – ADL. 2017. Disponível em: <<https://www.tratamentodeagua.com.br>>. Acesso em: 02 mar. 2017.

REDDY, K. R., D'ANGELO, E. M. & DEBUSK, T. A. **Oxygen transport through aquatic macrophytes: the role in wastewater treatment.** *J. Environ. Qual.* 19:261, 1989.

REDDY, K.R. AND PATRICK, W.H. **Nitrogen transformations and loss in flooded soils and sediments.** CRC Crit. Ver. Environ. Control, v.13, p.273-309, 1984.

SALATI, Eneas; SALATI FILHO, Eneas; SALATI, Eneida. **UTILIZAÇÃO DE SISTEMAS DE WETLANDS CONSTRUÍDAS PARA TRATAMENTO DE ÁGUAS.** São Paulo: Instituto Terramax, 2009. 23 p.

SCHIRMER, Waldir Nagel et al. TRATAMENTO DE ESGOTO POR ZONA DE RAÍZES EM COMUNIDADE RURAL: Parte 2: avaliação. **Revista Acadêmica: Ciência Animal**, Curitiba, v. 7, n. 2, p.165-173, jun. 2009.

Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: **Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos – 2015.** Brasília: SNSAMCIDADES, 2017. 212 p. : il.

SITEL/CORSAN (Rio Grande do Sul). Superintendência de Tratamento de Efluente Líquido. **CETEL.** 2017. Disponível em: <<http://www2.corsan.com.br/>>. Acesso em: 20 abr. 2017.

SNATURAL & NATURALTEC (São Paulo). **Lodos Ativados e Lagoas Aeradas.** 2017. Disponível em: <<http://www.naturaltec.com.br>>. Acesso em: 06 abr. 2017.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Nitrogen control manual.** Office of research and development, EPA/625/R-93/010, 1993.

VON SPERLING, Marcos. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos.** 2. ed. Belo Horizonte: Segrac, 1996. 243 p.

VON SPERLING, Marcos. **PRINCÍPIOS DO TRATAMENTO BIOLÓGICO DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS. VOL. 3: LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO.** 2 ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG, 2002. 196p.

VOZ DAS ÁGUAS: Jornal do Comitê da Bacia Hidrográfica Lagos São João (CBHLSJ). Rio de Janeiro, 24 ago. 2011. Disponível em: <<http://www.vozdasaguas.com>>. Acesso em: 06 ago. 2017.

WOLVERTON, B. C. **Aquatic plant/microbial filters for treating septic tank effluent.** In: ***Constructed Wetlands for Wastewater Treatment: Municipal, Industrial and Agricultural.*** D. A. Hammer. Ed. Lewis Publishers, Chelsea. MI, 1989, 173.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. **Progress on sanitation and drinking water.** 2014. Disponível em: <http://apps.who.int/iris/bitstream/10665/112727/1/9789241507240_eng.pdf?ua=1>. Acesso em: 18 jun. 2017.

ZHANG, Yue. **Design of a Constructed Wetland for Wastewater Treatment and Reuse in Mount Pleasant, Utah.** 2012. 98 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Arquitetura, Utah State University, Utah, 2012.