

Trabalho de Conclusão de Curso

Projeto de concepção de um
sistema de *wetlands* construídos em
modelo francês na cidade de Nova
Trento - SC

Vlade Dalbosco



Vlade Dalbosco

**PROJETO DE CONCEPÇÃO DE UM SISTEMA DE
WETLANDS CONSTRUÍDOS EM MODELO FRANCÊS NA
CIDADE DE NOVA TRENTO - SC**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido(a) ao Programa de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Federal de Santa Catarina para a conclusão do curso de Engenharia Sanitária e Ambiental.
Orientador: Prof. Dr. Pablo Heleno Sezerino

Florianópolis
2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Dalbosco, Vlade

Projeto de concepção de um sistema de wetlands
construídos em estilo francês na cidade de Nova Trento - SC
/ Vlade Dalbosco ; orientador, Pablo Heleno Sezerino -
Florianópolis, SC, 2016.

94 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental.

Inclui referências

1. Engenharia Sanitária e Ambiental. 2. Tratamento de
efluentes. 3. wetlands construídos. 4. wetlands em estilo
francês. I. Sezerino, Pablo Heleno. II. Universidade
Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia
Sanitária e Ambiental. III. Título.

Vlade Dalbosco

**PROJETO DE CONCEPÇÃO DE UM SISTEMA DE WETLANDS
CONSTRUÍDOS EM MODELO FRANCÊS NA CIDADE DE NOVA
TRENTO - SC**

Trabalho submetido à Banca Examinadora como parte dos requisitos para Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental

Florianópolis, 5 de dezembro de 2016.

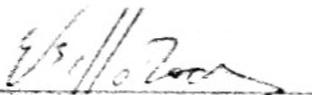


Prof. Dr. Paulo Heleno Sezerino
Orientador

Banca Examinadora:



Prof. Dr. Flávio Rubens Lapolli
Membro da Banca
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Me. Eduardo Bello Rodrigues
Membro da Banca
Universidade do Estado de Santa Catarina

RESUMO

Wetlands construídos em modelo francês, tratando diretamente efluente bruto, tornaram-se os principais sistemas implementados na França para comunidades com menos de 2000 Equivalente Populacional. O presente trabalho visou o projeto de concepção de um sistema francês a ser aplicado na pequena comunidade da Claraíba, no município de Nova Trento – SC. Todos os parâmetros de projeto foram baseados no estado da arte da tecnologia, e definiu-se um local adequado para instalação da planta, levando em consideração as zonas de ocupação futuras e a topografia da região. O trabalho contemplou o dimensionamento da planta, com pré-tratamento, reservatórios de armazenamento de efluentes, sistema de bombeamento, e o sistema de tratamento via *wetlands* em estilo francês, em primeiro e segundo estágio. Também foram calculadas as estimativas de eficiência de remoção dos principais parâmetros orgânicos contemplados na legislação vigente. De posse destas dimensões, estimou-se o custo médio de instalação do sistema francês, comparando assim valores com um sistema de lodos ativados.

PALAVRAS-CHAVE: tratamento de efluentes; *wetlands* construídos; *wetlands* em estilo francês;

ABSTRACT

Constructed wetlands following the french model, that treats directly raw effluente, became the most implemented system in France throughtout communities with less than 2000 P.E. The current work aimed the basic project of a vertical flow constructed wetland following the French model, to be applied in the county of Claraíba, on the innerside of the town of Nova Trento – SC. All the parameters assumed in the project were based in the state of the art of the technology. An adequate place for the location of the plant was defined, seeing through the plans for future occupation and the topography of the area. The current work contemplated the dimensioning of the plants, containing a pré-treatment, two storage tanks for further feeding, a pumping system, also for the feeding, and the vertical flow constructed wetland following the French style, with a first and a second stage. Likewise, the removal efficiency of the main organic parameters (SS, TKN and COD) were calculated.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classificação de <i>wetlands</i> construídos (WC) para tratamento de águas residuárias (Adaptado de MOLLE, 2015).....	24
Figura 2 – Típico arranjo de um <i>wetland</i> construído de fluxo vertical (WCFV) (acervo GESAD, 2015).....	26
Figura 3 – Design típico de um SF (adaptado de MOLLE, 2015).....	30
Figura 4 – Caracterização do leito filtrante no SF (adaptado de MOLLE, 2015).....	37
Figura 5 – Mapa de localização e distribuição urbana do distrito da Claraíba (GOOGLPE MAPS, 2015).....	40
Figura 6 – Mapa topográfico do distrito da Claraíba (TOPOGRAPHIC MAP, 2015).....	40
Figura 7 – Mapa de localização das sub-bacias de escoamento na cidade de Nova Trento (NOVA TRENTO, 2015).....	41
Figura 8 – Rede de esgoto teórica para a localidade da Claraíba.....	46
Figura 9 – Eficiência de remoção, em relação à TAH (Adaptado de PAING ET AL., 2015).....	59
Figura 10 – Em verde, a área A_1 ; em azul, a área A_2 ; e em vermelho, a área A_3	64
Figura 11 – Demonstrativo do sistema de alimentação para o primeiro estágio (Molle, 2015).....	67
Figura 12 – Demonstrativo do sistema de alimentação para segundo estágio (WATER, 2016).....	68
Figura 13 – Detalhe de coleta de efluente e da tubulação de aeração (MOLLE, 2015).....	69
Figura 14 – Relação entre carga de entrada de efluente bruto e carga tratada no primeiro estágio, tratando-se de DQO e SST (Adaptado de MOLLE ET AL., 2005).....	70
Figura 15 – Relação entre carga de entrada de efluente bruto e carga tratada no primeiro estágio, tratando-se de NTK (Adaptado de MOLLE ET AL., 2005).....	72
Figura 16 – Relação entre carga de entrada de efluente provindo do primeiro estágio e carga tratada no segundo estágio, tratando-se de DQO (Adaptado de MOLLE ET AL., 2005).....	74
Figura 17 – Relação entre carga de entrada de efluente provindo do primeiro estágio e carga tratada no segundo, tratando-se de SST (Adaptado de MOLLE ET AL., 2005).....	75
Figura 18 – Relação entre carga de entrada de efluente provindo do pri-	

meiro estágio e carga tratada no segundo, tratando se de NTK (MOLLE
ET AL., 2005)..... 76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Vantagens apresentadas pela proposta descentralizada frente ao tratamento centralizado (Adaptado de Bernal e Estrepo, 2012, <i>apud</i> CODESAB, 2011).....	22
Tabela 2 – Características de projeto e eficiências em diferentes SF.....	33
Tabela 3 – Dados obtidos pelo IBGE e projeções aritmética e geométrica.....	43
Tabela 4 – Parâmetros de projeto.....	55
Tabela 5 – Comparação entre os critérios aplicados.....	59
Tabela 6 – Resumo das dimensões de um leito filtrante.....	66
Tabela 7 – Concentrações e eficiências estimadas para o sistema de tratamento.....	78
Tabela 8 – Eficiências e concentrações de saída para o primeiro estágio....	81
Tabela 9 – Eficiências e concentrações de saída para o segundo estágio....	82
Tabela 10 – Eficiências e concentrações de saída globais.....	82
Tabela 11 – Volumes aplicados a cada estágio.....	83
Tabela 12 – Materiais utilizados, seus respectivos valores e características.....	83
Tabela 13 – Valores de material para aplicação, em cada camada filtrante.....	84
Tabela 14 – Estimativa de custo do sistema de lodos ativados projeto para todo o município de Nova Trento - SC.....	85
Tabela 15 – Estimativa de custos para o sistema de <i>wetlands</i> construídos em modelo francês, para o distrito da Claraíba, em Nova Trento - SC.....	85

LISTA DE SÍMBOLOS

- A_1 – Área da seção da primeira camada filtrante
 A_2 - Área da seção da camada de transição
 A_3 - Área da seção da camada suporte
 A_{BL} - Área da seção da camada referente a borda livre
 A_r – Área requerida
 A_s – Área da seção do sistema filtrante
 C – Comprimento do leito filtrante
 C_1 – Comprimento do talude, referente à primeira camada filtrante
 C_2 – Comprimento do talude, referente à camada de transição
 C_3 – Comprimento do talude, referente à camada suporte
 CA_{DQO} – Carga Aplicada de DQO
 CA_{DQOe1} – Carga aplicada de DQO remanescente no efluente do primeiro estágio
 CA_{DQOe2} – Carga aplicada de DQO remanescente no efluente do segundo estágio
 CA_{DQOi} – Carga aplicada inicial de DQO
 CA_{DQOr1} – Carga aplicada de DQO removida no primeiro estágio
 CA_{DQOr2} – Carga aplicada de DQO removida no segundo estágio
 CA_{NTKe1} – Carga aplicada de NTK no remanescente efluente do primeiro estágio
 CA_{NTKe2} – Carga aplicada de NTK no remanescente efluente do segundo estágio
 CA_{NTKi} – Carga aplicada inicial de NTK
 CA_{NTKr1} – Carga aplicada de NTK removida no primeiro estágio
 CA_{NTKr2} – Carga aplicada de NTK removida no segundo estágio
 CA_{SS} – Carga Aplicada de sólidos em suspensão
 CA_{SSe1} – Carga aplicada de SS no remanescente efluente do primeiro estágio
 CA_{SSe2} – Carga aplicada de SS no remanescente efluente do segundo estágio
 CA_{SSi} – Carga aplicada inicial de SS
 CA_{SSr1} – Carga aplicada de SS removida no primeiro estágio
 CA_{SSr2} – Carga aplicada de SS removida no segundo estágio
 C_{BL} – Comprimento referente à camada de borda livre
 C_1 – Comprimento inferior do sistema filtrante
 C_L – Comprimento do talude do sistema filtrante
 C_{LF} – Comprimento do talude do leito filtrante
 CO_{DQOe1} – Concentração de DQO remanescente no efluente do primeiro estágio
 CO_{DQOe2} – Concentração de DQO remanescente no efluente do segundo estágio

CO_{NTKe1} – Concentração de NTK remanescente no efluente do primeiro estágio

CO_{NTKe2} – Concentração de NTK remanescente no efluente do segundo estágio

CO_{SSe1} – Concentração de SS remanescente no efluente do primeiro estágio

CO_{SSe2} – Concentração de SS remanescente no efluente do segundo estágio

C_T – Comprimento do sistema filtrante

DBO_5 – Demanda bioquímica de oxigênio

DO – Demanda de oxigênio

DQO – Demanda química de oxigênio

E.P. – Equivalente Populacional

EO – Entrada de oxigênio

EO_{conv} – Entrada de oxigênio por convecção

EO_{dif} – Entrada de oxigênio por difusão

h – altura de borda livre

H – Altura do leito filtrante

H_J – Altura do leito filtrante, a jusante

H_M – Altura do leito filtrante, a montante

H_T – Altura do sistema filtrante

H_{TJ} – Altura do sistema filtrante, a jusante

H_{TM} – Altura sistema filtrante, a montante

i – inclinação de fundo

L – Largura do leito filtrante

L_1 – Largura inferior do sistema filtrante

L_J – Largura do talude do leito filtrante, a jusante

L_{LJ} – Largura do talude do sistema filtrante, jusante

L_{LM} – Largura do talude do sistema filtrante, a montante

L_M – Largura do talude do leito filtrante, a montante

L_T – Largura do sistema filtrante

MO – Matéria orgânica

NH_4 - Amônia

NTK – Nitrogênio Kjeldahl

P - Fósforo

Q_a – Vazão de aplicação

Q_{a1} – Vazão de aplicação no primeiro estágio

Q_{a2} – Vazão de aplicação no segundo estágio

Q_b – Vazão de bombeamento

Q_{inf} – Vazão de infiltração

Q_{max} – Vazão máxima

Q_{med} – Vazão média

Q_{min} – Vazão mínima

Q_{total} – Vazão total

SS – Sólidos em suspensão

TAH – Taxa de aplicação hidráulica

V – Volume do sistema filtrante

V_1 – Volume da primeira camada filtrante

V_2 - Volume da camada de transição

V_3 - Volume da camada suporte

V_{BL} –volume da camada de borda livre

V_{Tr} – Volume total do reservatório

V_{Ur} – Volume útil do reservatório

WC – Wetland Construído

WCFH – Wetland Construído de Fluxo Vertical

WCFV – Wetland Construído de Fluxo Vertical

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO	17
2. OBJETIVOS	19
2.1. Objetivo geral.....	19
2.2. Objetivos específicos.....	19
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
3.1. Tratamento descentralizado.....	21
3.2. <i>Wetlands</i> construídos.....	23
3.3. <i>Wetlands</i> construídos em fluxo vertical.....	25
3.4. <i>Wetlands</i> construídos em modelo francês.....	27
3.4.1. Critérios de dimensionamento.....	35
3.4.2. Elementos atuantes.....	36
3.4.2.1. Vegetação.....	36
3.4.2.2. Microrganismos.....	36
3.4.2.3. Material filtrante.....	37
4. MATERIAIS E MÉTODOS	39
4.1. Área de estudo.....	39
4.2. Parâmetros de projeto.....	39
4.2.1. População de projeto.....	39
4.2.1.1. Método aritmético.....	42
4.2.1.2. Método geométrico.....	42
4.2.2. Dados de entrada.....	43
4.2.2.1. Coeficiente de retorno e consumo <i>per capita</i>	43
4.2.2.2. Características do afluente.....	43
4.2.2.3. Critérios de dimensionamento.....	44
5. RESULTADOS	45
5.1. Cálculo da vazão afluente média de esgoto bruto.....	45
5.1.1. Vazão doméstica.....	45
5.1.2. Vazão de infiltração.....	46
5.2. Cálculo das vazões mínima e máxima.....	47
5.3. Pré-tratamento.....	48
5.3.1. Calha Parshall.....	48
5.3.2. Caixa de areia.....	49
5.3.3. Gradeamento.....	50
5.4. Reservatórios de armazenamento e sistema de bombeamento.....	52
5.5. <i>Wetlands</i> Construídos de Fluxo Vertical em sistema francês.....	54
5.5.1. Critério 1: Carga orgânica aplicada.....	56
5.5.2. Critério 2: Carga de SS aplicada.....	56

5.5.3. Critério 3: Taxa de aplicação hidráulica.....	57
5.5.4. Critério 4: Relação área/pessoa (m ² /E.P.).....	58
5.5.5. Definição das relações dimensionais.....	61
5.5.6. Tubulações de alimentação de efluente bruto.....	66
5.5.7. Tubulações de coleta de efluente tratado.....	68
5.5.8. Eficiência esperada.....	69
5.6. Discussão.....	79
6. CONCLUSÃO.....	87
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89

1. INTRODUÇÃO

O Brasil ainda mostra um grande déficit no setor de saneamento, com destaque para a coleta e tratamento de esgotos. De acordo com os últimos dados apresentados pelo Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS, 2013), menos da metade (48.6%) dos municípios no país são conectados à rede de esgoto, sendo que apenas 39% do efluente coletado é tratado.

A descentralização do tratamento de esgotos é definida pela coleta, tratamento e disposição final do efluente recebido *in loco*, ou seja, no local de geração ou próximo ao mesmo, ou em plantas que servem a uma pequena coletividade, como uma comunidade ou uma vila. Algumas tecnologias, como tanques sépticos e filtros anaeróbios já são amplamente difundidas no país, porém novas tecnologias vêm sendo extensivamente pesquisadas, o que é o caso dos *wetlands* construídos.

Os filtros de macrófitas aquáticas, como também são conhecidos os *wetlands* na literatura, são sistemas projetados e construídos a fim de tratar águas residuárias domiciliares utilizando os processos naturais que envolvem o plantio de macrófitas aquáticas, sua interação com o solo e com o material microbiano associado ao meio filtrante.

Vários tipos e associações de *wetlands* são apresentados na literatura disponível, e entre eles aparecem os *wetlands* verticais de sistema francês. O sistema francês destaca-se por tratar efluente bruto, não advindo de nenhum tratamento preliminar. O arranjo é composto por dois estágios de filtros, onde a primeira e a segunda fase são divididas em três e duas plantas semelhantes, respectivamente.

A pesquisa tem foco na definição de parâmetros de dimensionamento e operação de projeto de Wetland de sistema Francês, a fim de ser aplicado no distrito da Claraíba, na cidade de Nova Trento, localizada na região de grande Florianópolis, em Santa Catarina. O distrito tem uma população de 1352 habitantes (IBGE, 2010), e caracteriza-se por ser uma parte distante e parcialmente análoga do centro do município. O projeto tem como objetivo a projeção de uma planta de *wetlands* para o tratamento dos efluentes de tal comunidade, a fim de produzir um modelo a ser usado como espelho em comunidades similares.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo geral

Realizar um projeto de concepção de uma ETE tipo *wetland* construído sistema francês baseado no “estado da arte” desta tecnologia, com vistas a aplicação para a comunidade da Claraíba na cidade de Nova Trento – SC.

2.2. Objetivos específicos

- Definir os critérios de projetos necessários ao dimensionamento da planta;
- Dimensionar a planta e apontar as eficiências esperadas;

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3. 1. Tratamento descentralizado

Bernal e Restrepo (2012) afirmam que a abordagem atual do planejamento do saneamento básico inclui um inexorável aumento às demandas futuras de água que excedem as fontes de oferta, levando-se em consideração as projeções de população, a demanda de água *per capita*, a produção agrícola e a produção de bens de consumo. A proposta convencional (ou centralizada) prevê o uso de água potável para irrigação e para descargas de banheiro, entre outros fins não-nobres, onde o padrão de potabilidade não requer padrões tão altos.

Contrastando este ideal, a gestão de efluentes descentralizada é definida por “a coleta, tratamento e disposição final (ou reuso) do despejo *in loco*, ou seja, no local de geração ou próximo ao mesmo”. Plantas de tratamento que servem porções análogas da comunidade (comumente chamadas de plantas de tratamento satélite) também podem ser classificadas como instalações descentralizadas. (USEPA, 1998). A tabela 1 apresenta uma breve comparação entre os tratamentos centralizado e descentralizado.

Tabela 1: Vantagens apresentadas pela proposta descentralizada frente ao tratamento centralizado. (Adaptado de Bernal e Restrepo, 2012, *apud* CODESAB, 2011¹)

Parâmetro	Centralizado	Descentralizado
Sistema de coleta	Grandes diâmetros e distâncias	Pequenos diâmetros e distâncias
Necessidade de espaço	Grande área, uma localização	Pequenas áreas, lugares diversos
Operação e manutenção	Equipe técnica completa	Menos demanda, pode ser monitorada remotamente
Uniformidade	Tipos de efluente variados	Efluente mais uniforme
Risco	Larga escala	Distribuído
Finalidade da água	Grande necessidade	Pequena necessidade, a água pode ser reutilizada perto do ponto de geração
Facilidade de expansão	Alto custo, operação complexa	Baixo custo e complexidade de instalação

1 CODESAB. **Los Retos: Tratamiento Descentralizado de Aguas Residuales. Foro Metropolitano de Cochabamba del Agua y Saneamiento.** Universidad Mayor de San Simón – Bolivia, 2011.

3.2. *Wetlands* construídos

Vymazal (2010) define que *wetlands* construídos (WC) são sistemas de engenharia que foram projetados e construídos para utilizar os processos naturais envolvendo vegetação de macrófitas aquáticas, solo, e material microbiano associado, para auxiliar no tratamento de águas residuárias. Para De Paoli e Von Sperling (2013), a remoção de poluentes em *wetlands* construídos ocorre por meio de uma intensa diversidade de interações entre os sedimentos, o meio suporte, microrganismos, plantas, atmosfera e o efluente que se move dentro do sistema.

Wetlands construídos são uma alternativa potencial a tratamentos convencionais, especialmente em países em desenvolvimento com clima tropical (SILVEIRA et al., 2015). Entretanto, Kantawanichkul et al. (2009) afirmam que, a despeito do potencial para aplicação de *wetlands* construídos em países tropicais ser enorme, a taxa de adoção desta tecnologia de tratamento tem sido baixa, parcialmente em virtude da falta de critérios de projeto para climas tropicais.

Kadlec e Wallace (2009) afirmam que *wetlands* para tratamento modernos são sistemas antrópicos projetados para enfatizar características específicas de ecossistemas de macrófitas para otimizar sua capacidade de tratamento. *wetlands* para tratamento podem ser construídos em uma variedade de modelos hidrológicos. No atual estágio de desenvolvimento tecnológico, três tipos de plantas são amplamente usados:

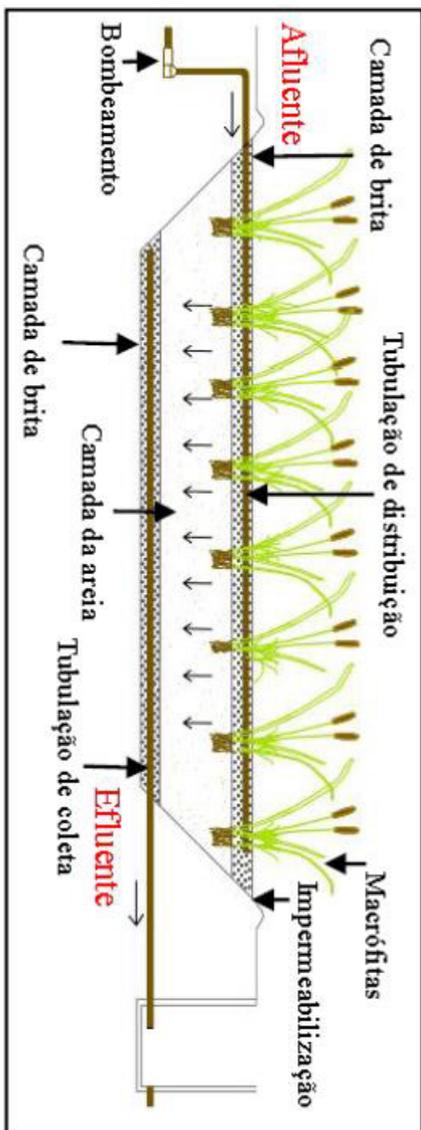
- *Wetlands* de superfície livre (FWs) têm áreas de deságue aberta, que são similares em aparência a pântanos naturais;
- *Wetlands* horizontais de fluxo sub-superficial (WCFH), que tipicamente empregam uma camada de pedregulhos plantada com vegetação de macrófitas aquáticas. A água, mantida abaixo da superfície da camada, escoar horizontalmente da entrada a saída;
- Em *wetlands* de fluxo vertical (WCFV) a água é distribuída através de toda a superfície da camada de areia ou pedregulho plantada com a vegetação de *wetland*. A água é tratada enquanto percola através da zona de raízes.

Seguindo a mesma linha, pesquisas em *wetlands* híbridos estão sendo amplamente desenvolvidas na última década. Stefanakis et al. (2014) determinam que sistemas híbridos são combinações de vários tipos de WC, especialmente entre *wetlands* verticais (WCFV) e horizontais (WCFH). Tal conjunto é construído com o intuito de aumentar a eficiência do sistema através do uso dos aspectos positivos de cada tecnologia (VYMAZAL, 2010). Um fluxograma (Figura 1) é apresentado a seguir, denotando as tecnologias de *wetlands* disponíveis para tratamento de efluentes.

3.3. *Wetlands* construídos de fluxo vertical

O sistema mais comum inclui uma camada suporte preenchida como camadas de pedregulho/areia com aumento gradual da granulometria das camadas em relação à profundidade. A profundidade da camada varia de 0.45 m a 1.20 m e seu fundo tem uma pequena declividade (1-2%), que garante a coleta do efluente tratado para fora da unidade. Similar a outros *wetlands* construídos, o fundo é coberto com uma geo-membrana ou pode também ser construído em concreto reforçado (Figura 2). [...] A versão francesa de WCFVs (o chamado sistema francês) não conta com pré-tratamento (e.g., decantador primário), enquanto os poros do meio filtrante em seu primeiro estágio são maiores, se comparados aos designs já consolidados nos Estados Unidos e na Europa. (STEFANAKIS et al., 2014)

Figura 2: Típico arranjo de um wetland construído de fluxo vertical (WCFV) (acervo GESAD, 2015)



Stefanakakis et al. (2014) ainda complementam que o esgoto é aplicado em batelada na superfície dos leitos, inundando toda a superfície, criando por um breve período uma inundação de 3-5 cm, para então percolar verticalmente por gravidade através do meio poroso. Com este estilo de operação, a água residuária espalha-se por toda a zona filtrante e move-se abaixo por gravidade, expulsando o ar preso e trazendo ar fresco ao sistema, melhorando assim a aeração. Tal maneira de alimentação é importante ao sistema, uma vez que uma maior transferência de oxigênio ao leito proporciona melhores condições aeróbias para a oxidação de $\text{NH}_4\text{-N}$ através da nitrificação. A aeração ainda pode ser melhorada quando há a aplicação de tubos de aeração no sistema.

O material granular destes sistemas é propenso à colmatção. Tal fenômeno é responsável por mudanças severas nas propriedades hidrodinâmicas do meio granular, como a redução da porosidade e da condutividade hidráulica, o que resulta na predisposição de níveis de sobrecarga hidráulica além dos estimados em projeto (SAMSÓ et al., 2015). Molle et al. (2006) afirmam que em ordem de assegurar tempos de operação do filtro duráveis é importante estimar os limites exatos de sobrecarga hidráulica.

A obstrução completa do filtro é de longe o maior problema operacional em tais sistemas. [...] conseqüentemente, o balanceamento correto da carga orgânica e da renovação de oxigênio entre o meio filtrante é de grande importância. De fato, os processos-chave para assegurar um tempo de operação longo ao filtro são otimizar a aeração no meio para assegurar condições aeróbias, e o controle do crescimento da biomassa anexa ao meio para mineralizar os depósitos orgânicos provenientes da retenção de SS no topo dos filtros. (MOLLE et. al., 2006)

3.4. *Wetlands* construídos em modelo francês

Boutin (1997², citado por STEFANAKIS et al, 2014) afirma que uma variação especial dos *wetlands* construídos de fluxo vertical (WCFVs) foi desenvolvida na França nas últimas três décadas. O então chamado sistema francês (SF) é um arranjo alternativo de *wetlands* verticais com alimentação intermitente. *Wetlands* construídos de fluxo vertical em estilo francês tratando diretamente efluente bruto são hoje o principal sistema aplicado a comunidades com menos de 2000 equivalente populacional (E.P.) na França (MOLLE, 2014). Entre as várias configurações de WC desenvolvidos até agora, o SF é o de maior potencial a ser aplicado em países em desenvolvimento

2 BOUTIN, C., LIÉNARD, A., ESSER, D. Development of a new generation of reed-bed filters in France : first results. **Water science and technology**, v.35, p.315-322, 1997.

(SILVEIRA et al., 2015). A maior diferença de tal sistema é a ausência de material de grãos finos na camada de topo do leito filtrante, a atribuição de uma camada extensa de cascalho de granulação grossa (STEFANAKIS et al, 2014; BOUTIN et al, 1997; BOUTIN e LIÉNARD, 2003), e o fato de que o SF opera submetido a altas cargas hidráulicas ($\sim 0,37 \text{ m.d}^{-1}$) e orgânicas ($\sim 300 \text{ g DQO m}^{-2} \text{ d}^{-1}$, $\sim 150 \text{ g SS m}^{-2} \text{ d}^{-1}$ e $25\sim 30 \text{ g NTK m}^{-2} \text{ d}^{-1}$, no filtro em operação) (MOLLE et al., 2005) um sistema de gradeamento grosseiro é usualmente instalado antes do primeiro estágio de tratamento para a remoção de material grosseiro ($> 2 \text{ cm}$) (STEFANAKIS et al, 2014). Uma camada de material orgânico é formada e deposita-se ao longo do tempo no topo da superfície do filtro. Tal “camada depósito” é o fator-chave no desempenho do sistema, uma vez que a mesma impacta a hidráulica, a transferência de gases, a eficiência de filtração e o tempo de detenção hidráulico. (MOLLE, 2014).

Molle (2003) afirma que a sedimentação de materiais particulados, a filtração e a interceptação resultam em um depósito de partículas na superfície do filtro. A interceptação e a filtração são aprimoradas com o tempo, em resultado à menor porosidade da camada depósito, em relação ao meio filtrante. Em conjunto com a acumulação de detritos na zona de raízes das macrófitas, essa camada orgânica de “biosólidos” é um componente-chave que pode favorecer as performances de tratamento, enquanto também limita alguns processos. De fato, esta camada:

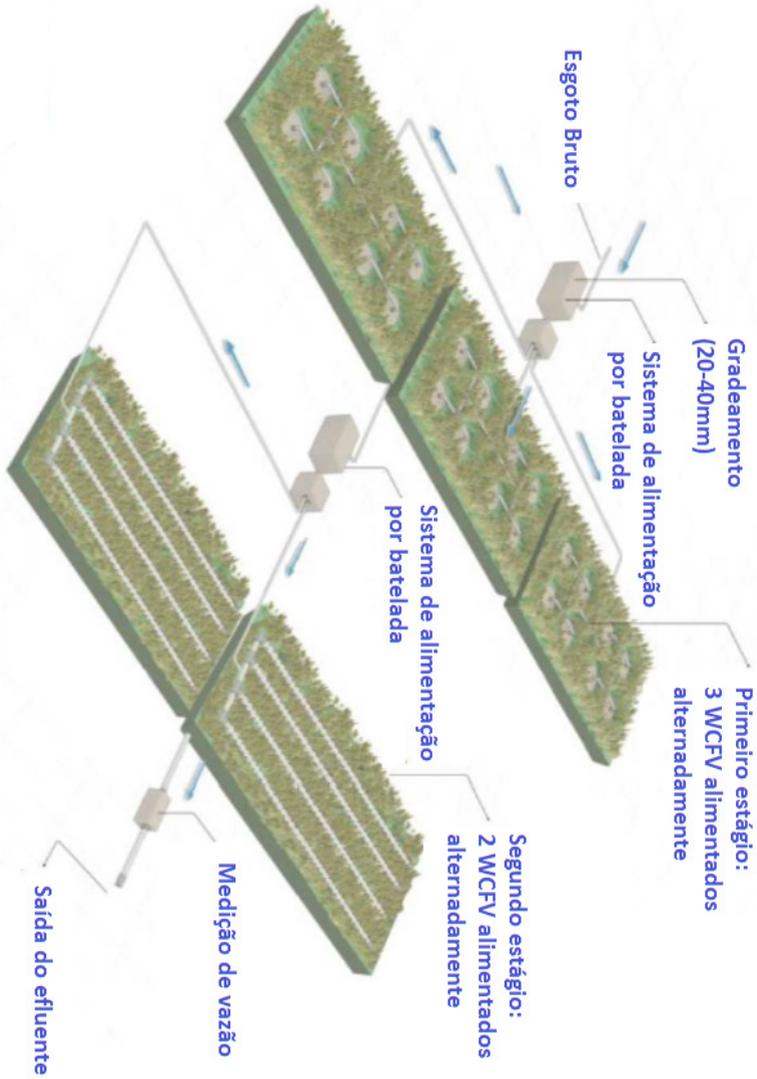
- Melhora a eficiência de filtração, e assim, a remoção de sólidos suspensos (SS);
- Aprimora o tempo de retenção hidráulica no sistema, e então a qualidade do tratamento, desde que o leito filtrante permaneça em condições aeróbias;
- Reduz a permeabilidade do filtro e aprimora a distribuição do efluente ao longo da superfície filtrante. Com isso, a velocidade de infiltração do efluente diminui, causando assim um escoamento volumétrico em velocidade reduzida;
- Favorece a adsorção de amônia na camada de matéria orgânica (MO), para ser nitrificada nos períodos entre batelada, ou períodos de descanso;
- Assim que a espessura se torna significativa, caracteriza um local de grande atividade biológica.

Não obstante, as cargas orgânica e hidráulica, assim como as condições de operação (alimentação em batelada, a intercalação entre períodos de alimentação e descanso) devem ser bem controladas, para favorecer a mineralização do material depositado. No caso do não cumprimento destes requisitos,

a camada depósito pode induzir a limitações no processo, que variam entre o curto-circuito do sistema, pela limitação na taxa de transferência de oxigênio até um decréscimo na taxa de mineralização dos biosólidos. Vale reiterar que estes são processos interdependentes, e que quando uma limitação ocorre, ela impacta o processo e acaba amplificando a taxa de colmatação do filtro. Ou seja, se a colmatação é necessária no sistema francês para que ocorra um bom funcionamento, um equilíbrio deve ser mantido para que não se atinja um nível em que a performance e a durabilidade do sistema sejam afetadas.

O dimensionamento dos filtros de *wetlands* é baseado em uma carga orgânica aceitável, em relação à área de superfície do filtro por E.P., o que garante um filtro de elevada área, e desta forma, um leito filtrante de grandes dimensões. As recomendações atuais são de dois estágios de filtros, onde a primeira e a segunda fase são divididas em três e dois filtros semelhantes, respectivamente (MOLLE et al, 2005). A superfície recomendada por estágio, que pode ser adaptada de acordo com o clima, com o nível de remoção de poluentes requerido e a carga hidráulica [...] pode ser expressa por: uma área total de $1.2\text{m}^2/\text{E.P.}$, dividida entre três unidades idênticas com alternância de alimentação no primeiro estágio [...], e $0.8\text{m}^2/\text{E.P.}$ divididos entre duas unidades idênticas também com alimentação intermitente (Figura 3). (MOLLE et al., 2005)

Figura 3: Design típico de um SF (adaptado de MOLLE, 2015)



O esgoto bruto é suprido aos filtros em bateladas hidráulicas por meios de alimentação de alta capacidade (bombas, sífões dosadores, etc.). Cota (2011) explica que o esgoto bruto, após ser temporariamente armazenado em um tanque, é aplicado rapidamente na superfície de um dos filtros do primeiro estágio, várias vezes ao longo do dia, alternando entre fases de alimentação e descanso. A autora ainda afirma que durante a aplicação, há uma eventual formação de uma lamina de esgoto no topo do filtro, que, como já mencionado, favorece a criação da camada depósito. Esta assegura a melhor distribuição do efluente - assim como a de sólidos suspensos, no primeiro estágio - sobre toda a área disponível para infiltração, e aumenta a difusão de oxigênio entre cada ciclo de alimentação (BOUTIN e LIÉNARD, 2003). Quanto a oxigenação, COTA (2011) afirma:

Provavelmente, em ordem decrescente de importância, os processos que atuam na oxigenação dos SF são: *difusão*, tanto na superfície do filtro, quanto por meio do dispositivo de aeração na camada de drenagem (quando existente), *convecção* associada ao deslocamento da lâmina d'água (de maneira simplificada, age como um pistão empurrando o oxigênio para a camada de drenagem) e *oxigenação* via rizosfera (contribuições liberadas pelas raízes e rizomas das plantas). É difícil quantificar exatamente a importância de cada um, pois depende da formação da lâmina de superfície e da existência de mecanismos de ventilação (COTA, 2011 apud AERMC³, 2005).

A sobrecarga hidráulica afeta estes fenômenos através do número e do volume das bateladas e a duração do desague do filtro. Consequentemente, para o funcionamento a longo termo do filtro, sua alimentação deve ser otimizada em termos de volume e frequência, a fim de promover a evacuação do sistema entre bateladas, e assim promover a oxigenação. (MOLLE et al., 2006)

Liénard et al. (1990⁴, citado por MOLLE et al., 2005) atestam que cada estágio primário recebe a carga orgânica total durante a fase de alimentação, que comumente dura entre 3 e 4 dias, para então entrar no período de descanso, que dura o dobro deste tempo. Molle et al. (2006) afirmam que o

3 AERMC. *Épuration des eaux usées urbaines par infiltration percolation : état de l'art et étude de cas*. Paris : Office international de l'Eau, 2003.

4 LIÉNARD, A., ESSER, D., DEGUIN, A., VIRLOGET, F. Sludge dewatering and drying in reed beds: an interesting solution? General investigation and first trials in France. **Advance water pollution control**, v.11, p.183-192, 1990

filtro é submetido a períodos muito curtos de alimentação, seguido por períodos muito elevados de descanso. Estas fases alternantes entre alimentação e descanso são fundamentais para o controle do crescimento de um biofilme anexo ao meio filtrante (camada depósito, areia, cascalho ou rizomas), para manter as condições aeróbias no sistema e para mineralizar os depósitos orgânicos provenientes dos Sólidos Suspensos, contidos no esgoto bruto e que são retidos na superfície dos filtros de primeiro estágio.

No entendimento de Paing et al. (2015), o tratamento de águas residuárias envolve inúmeros mecanismos, incluindo filtração física de sólidos orgânicos na superfície da planta e degradação aeróbia de poluentes solúveis (NH_4^+ , DBO_5) no interior do meio filtrante insaturado. Os autores ainda adicionam que o lodo se acumula e mineraliza predominantemente no topo da superfície do primeiro estágio da planta, e com o tempo ele transforma-se em um novo elemento na matriz de filtração.

Experimentos mostram que plantas novas necessitam de um período de maturação de aproximadamente dois anos para alcançar desempenhos de tratamento ótimos, e que tal tempo de maturação está conectado à evolução do acúmulo de matéria orgânica (principalmente no primeiro estágio). Este aumento de performance pode ser explicado pelo “efeito esponja”, onde o lodo mineralizado traz uma melhor eficiência hidráulica e o crescimento do biofilme anexo a camada suporte, que também garante uma boa condição de aerobicidade. (CHARAZENC e MERLIN, 2005)

Segundo Prost-Boucle e Molle (2012) as taxas de remoção médias para os dois estágios são de 91 e 95% para DQO e SS, respectivamente, e de 90% para nitrificação. Relativo ao primeiro estágio, a eficiência de nitrificação varia apenas entre 50 e 60%. [...] um ciclo de recirculação pode ser uma maneira interessante de reduzir custos de investimento. Entretanto, a performance de nitrificação em sistemas franceses com recirculação é desconhecida.

Paing et al. (2015) dizem que, considerando o efeito positivo que o lodo acumulado leva ao primeiro estágio do SF clássico, uma versão compacta deste sistema foi desenvolvida, com apenas um estágio de WCFV, onde maior parte do lodo acumula-se, reduzindo a área do WC de 2 para $1.2\text{m}^2/\text{e.p.}$ O projeto do primeiro estágio dos “SF clássicos” ou estágio único dos “SF compactos” consistem em 3 filtros operados em paralelo, em que cada filtro tem ciclos de alimentação como os já descritos anteriormente. O segundo estágio do modelo clássico, em série com o primeiro, consiste em 2 filtros em paralelo.

A tabela 2 apresenta um resumo da experiência francesa documentado por alguns autores, assim como as características do filtro, as concentrações de entrada e saída e suas respectivas eficiências.

Tabela 2: Características de projeto e eficiências em diferentes SF

Referência	Características do filtro	População de projeto	Concentrações e eficiências			
			Parâmetro	Afluente	Efluente Ef. (%)	
Boutin, Leonard (2003)	1° estágio - 3 filtros (855 m ²)	500 E.P.	DQO (mg/L)	494	42	91
			DBO5 (mg/L)	250	9	96
	2° estágio - 2 filtros (750 m ²)	500 E.P.	SS (mg/L)	178	12	93
			N-NTK (mg/L)	62	14	77
	1° estágio - 3 filtros (1050 m ²)	1250 E.P.	N-NH4+ (mg/L)	49	12	76
			P (mg/L)	9	6	33
	2° estágio - 2 filtros (500 m ²)	1250 E.P.	Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef. (%)
			DQO (mg/L)	792	42	95
	1° estágio - 3 filtros (230 m ²)	200 E.P.	DBO5 (mg/L)	405	6	99
			SS (mg/L)	341	6	98
	2° estágio - 2 filtros (210 m ²)	200 E.P.	N-NTK (mg/L)	71	5	93
			N-NH4+ (mg/L)	41	2	95
1° estágio - 3 filtros (230 m ²)	200 E.P.	P (mg/L)	13	7	46	
		Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef. (%)	
2° estágio - 2 filtros (210 m ²)	200 E.P.	DQO (mg/L)	495	58	88	
		DBO5 (mg/L)	215	16	93	
1° estágio - 3 filtros (855 m ²)	500 E.P.	SS (mg/L)	225	12	95	
		N-NTK (mg/L)	42,8	10,2	76	
2° estágio - 2 filtros (750 m ²)	500 E.P.	P (mg/L)	8,5	5,6	34	

Tabela 2, Cont.

Referência	Características do filtro	População de projeto	Concentrações e eficiências			
			Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef. (%)
Molle et al. (2005) *1	1º estágio - 3 filtros 2º estágio - 2 filtros	419 E.P.	DQO (mg/L)	806	55	93
			SS (mg/L)	809	11	99
	N-NTK (mg/L)		83	6	93	
	Parâmetro		Afluente	Efluente	Ef. (%)	
	DQO (mg/L)		841	51	94	
	DBO5 (mg/L)		360	6	98	
	SS (mg/L)		353	10	97	
	N-NTK (mg/L)		94	7	93	
	N-NH4+ (mg/L)		70	5	93	
	P (mg/L)		7	8	-	
Paing et al. (2003) **	1º estágio - 3 filtros (1.2 - 1.5 m ² /E.P.) 2º estágio - 2 filtros (0.8 - 1 m ² /E.P.)	48 - 1900 E.P.	Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef. (%)
			DQO (mg/L)	722	83	89
	DBO5 (mg/L)		268	14	95	
	SS (mg/L)		272	19	93	
	N-NTK (mg/L)		92	17	82	
	N-NH4+ (mg/L)		63	14	78	
	P (mg/L)		9	8	11	
	Estágio único (1.2 - 1.5 m ² /E.P.)					

*1 Média de população entre 72 plantas estudadas.

*2 Estudo realizado entre 169 plantas espalhadas pelo território francês, em que 151 seguem o design do SF clássico e 18 do SF compacto.

3.4.1. Critérios de dimensionamento

Segundo Trein (2015), o dimensionamento do WCFV depende basicamente das cargas orgânicas e hidráulicas aplicadas sobre a área do mesmo, com vistas a propiciar um ambiente aeróbio e evitar a colmatação do filtro. Admitindo que o SF é uma modificação do sistema de fluxo vertical, é plausível assumir o mesmo sobre a tecnologia discutida, dentre seus próprios limites, adquiridos empiricamente. De tal maneira, são apresentadas algumas recomendações básicas para o dimensionamento de filtros de *wetlands* em sistema francês (PLATZER, 1999; MOLLE et al., 2005; e PAING et al., 2015):

- Carga orgânica aplicada (gDQO/m².d e gSS/m².d): deve limitar-se a valores de aplicação máximos de 300 gDQO/m².d e 150 gSS/m².d para o leito em que está recebendo a aplicação de efluente;
- Taxa hidráulica (m³/m².d): o filtro opera em altas cargas hidráulicas, atingindo até 0.37 m³/m².d, também para um leito;
- Relação área/pessoa (m²/E.P.): a área superficial recomendada é de 2 – 2.5 m²/E.P. para o arranjo de 2 estágios e 1.2 – 1.5 m²/E.P. para o estágio único, para todos os leitos filtrantes.
- Balanço de oxigênio: prevê a quantidade de oxigênio necessária para a decomposição da matéria orgânica (DBO₅ e DQO) juntamente com a demanda para que ocorra a nitrificação no sistema. O autor afirma que 85% da DQO é removida e 10% da amônia nitrificada é desnitrificada posteriormente no fundo do filtro, o que traz a seguinte equação para demanda de oxigênio requerida pelo filtro:

$$DO_{[g/d]} = 0,85 * 0,7_{[gO_2/gDQO]} * DQO_{[g/d]} + 4,3_{[gO_2/gNTK]} * NTK_{[g/d]} - 0,1 * 2,9_{[gO_2/gNTK]} * NTK_{[g/d]};$$

Por outro lado, a oferta de oxigênio ao sistema é caracterizada majoritariamente pelos processos de difusão e convecção. O autor calcula a entrada de oxigênio (EO) em 1 gO₂/m².h para difusão, com ressalvas para o número de bateladas diárias de esgoto bruto no leito filtrante, pois a difusão não acontece no período de 1,5 horas após a aplicação:

$$EO_{dif [g/d]} = 1_{[gO_2/m^2.h]} * \hat{Area}_{[m^2]} * (24 - 1,5 * n^{\text{de aplicações diárias}});$$

A entrada de oxigênio por convecção é calculada a partir da carga hidráulica. Para breves períodos de aplicação (< 10 min), calcula-se que para cada litro de efluente liberado pelo sistema, 1 litro de ar é succionado em seu

lugar. Como o ar atmosférico contém 300mg O₂/l o ingresso de oxigênio por convecção no filtro pode ser calculado por:

$$EO_{conv} [g/d] = 0,3 [g O_2/l] * volume\ aplicado [m^3/d] * 1000 [l/m^3]$$

O que traz o seguinte balanço:

$$EO_{dif} + EO_{conv} - DO > 0 [g/d]$$

3.4.2. Elementos Atuantes

3.4.2.1. Vegetação

Brix (1997) esclarece que a presença ou ausência de macrófitas é uma das características usadas para definir *wetlands*, doravante tal vegetação é componente indispensável a esses ecossistemas. O autor ainda mostra várias funções relativas às macrófitas em um sistema de *wetlands*, dentre elas a estabilização da superfície do filtro, uma melhoria na condutividade hidráulica do filtro e a promoção de uma área para o crescimento de microrganismos, entre outras. Para que sejam adequadas para seu uso em WC, as macrófitas selecionadas devem satisfazer os seguintes critérios (TANNER, 1996⁵, citado por STEFANAKIS et al., 2014)

- Devem adaptar-se bem às condições ecológicas do ambiente e mostrar um crescimento e propagação de raízes acelerado;
- Precisam ser tolerantes a uma variedade de poluentes presentes em águas residuárias (e.g. matéria orgânica, nutrientes, patógenos) juntamente com uma alta capacidade de remoção, direta ou indiretamente;
- É preferível o uso de espécies facilmente encontradas no mercado ou em algum ambiente análogo, para que possam ser transplantadas ao filtro.

3.4.2.2. Microrganismos

Segundo Phillipi e Sezerino (2004), os principais responsáveis pelo tratamento biológico do efluente são as bactérias, por desempenharem três

5 TANNER, C.C.. Plants for constructed wetland treatment systems –A comparison of the growth and nutrient uptake of eight emergent species. **Ecological Engineering**, v.7, p.59–83, 1996.

funções elementares: a oxidação da matéria carbônica, e os processos de nitrificação e desnitrificação. Cooper et al. (1996) afirmam que os WCFV comparam-se a filtros biológicos pelo fato de ambos apresentarem o mesmo mecanismo para crescimento de microrganismos – uma camada suporte para que se anexe um biofilme.

3.4.2.3. Material filtrante

Trein (2015) atesta que o material utilizado no processo de filtração do esgoto serve também como suporte para o cultivo das macrófitas, tal como para a fixação e o desenvolvimento de microrganismos atuantes no tratamento. Cada material possui características distintas, como a porosidade e a permeabilidade (que afetam a condutividade hidráulica do sistema), que interferem positivamente no escoamento do efluente (PHILIPPI e SEZERINO, 2004), retendo-a por mais tempo e auxiliando o tratamento. A figura 4 apresenta valores de granulometria e alguns índices físicos recomendados na literatura para o sistema francês.

Figura 4: Caracterização do leito filtrante no SF (adaptado de MOLLE, 2015).



4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. Área de estudo

O presente trabalho foi realizado para o distrito da Claraíba, no município de Nova Trento. A partir do mapeamento do distrito, foi definido um local para a instalação de um filtro de macrófitas aquáticas em sistema francês. O distrito possui uma população de 1352 habitantes (IBGE, 2010), dividida em uma área de concentração populacional e algumas áreas de pequenas comunidades. A partir da concepção apresentada na presente revisão, realizou-se um estudo de viabilidade para a aplicação da tecnologia de *wetlands* construídos, focando assim na descentralização do tratamento.

As figuras 5 e 6 caracterizam o distrito espacialmente e topograficamente, assim como duas possíveis zonas para instalação da ETE proposta. Segundo Tsutiya e Alem Sobrinho (2011), a evolução do crescimento populacional das áreas urbanas deve ser estudada de forma complementar e harmônica ao estudo do uso e ocupação do solo, considerando-se o local como um todo. A Figura 7 foi retirada do plano diretor participativo municipal de Nova Trento, e mostra as zonas de ocupação futuras no local, que influenciaram na escolha dos locais apontados.

4.2. Parâmetros de projeto

4.2.1. População de projeto

A população atual no distrito alvo deste estudo é de 1352 habitantes segundo dados do IBGE (2010) obtidos pela prefeitura municipal de Nova Trento em contato com a FECAM – Federação Catarinense de Município. Tsutiya (2006) afirma que as obras de abastecimento de água e sistemas de esgotos sanitários das cidades devem ser projetadas para atender a uma determinada população, em geral maior que a atual, correspondente ao crescimento demográfico em um certo número de anos [...]. Esse período tem variado de 20 a 30 anos, comumente adotando-se o período de 20 anos.

Diversos métodos para previsão populacional são apresentados na literatura, em que os métodos matemáticos são os mais amplamente utilizados. Nesse caso, a previsão da população futura é estabelecida através de uma equação matemática, cujos parâmetros são obtidos a partir de dados conhecidos (TSUTIYA e ALEM SOBRINHO, 2011). No presente trabalho serão analisados os métodos aritmético e geométrico, apresentados por Tsutiya (2006).

Figura 5 : Mapa de localização e distribuição urbana do distrito da Claraíba (GOOGLE MAPS, 2015).

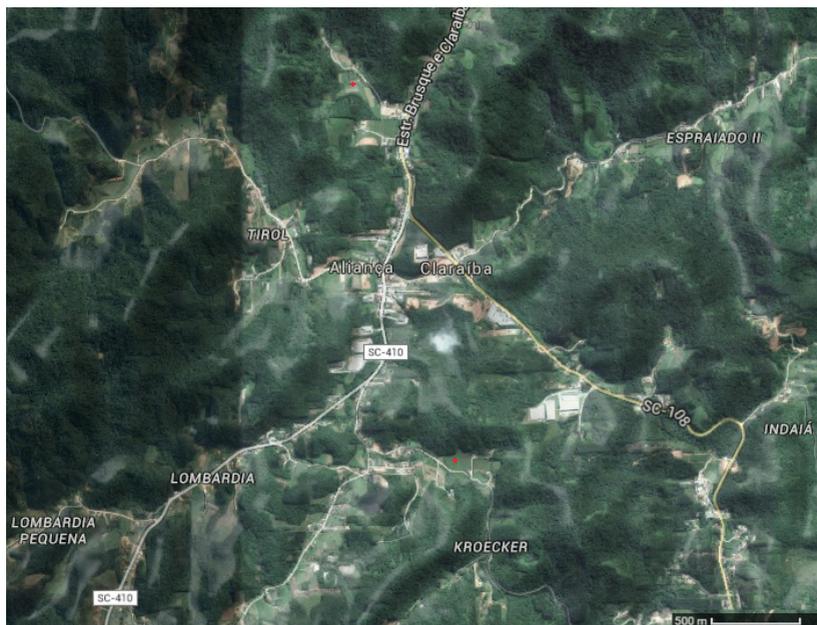
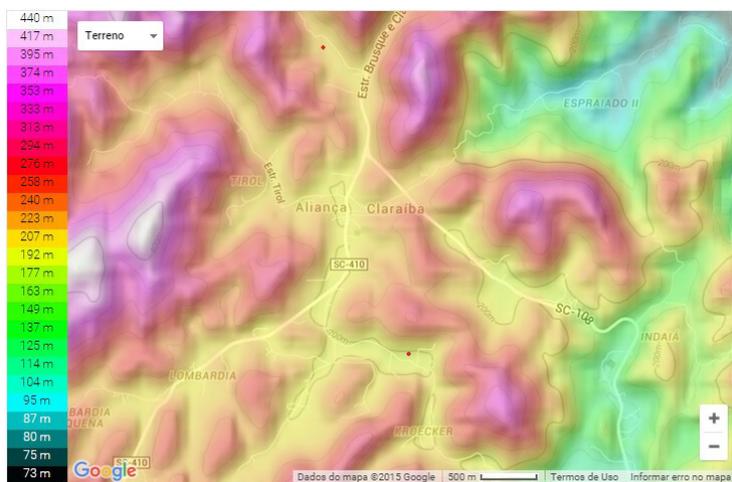


Figura 6: Mapa topográfico do distrito da Claraíba (TOPOGRAPHIC MAP, 2015).



4.2.1.1. Método aritmético

O método parte do pressuposto que o crescimento populacional se dá a uma taxa constante (k_a) para os anos que se seguem. A expressão geral do método é:

$$P = P_2 + k_a(t - t_2);$$

$$k_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

Onde: P = população do ano de projeção; P_1 = população do penúltimo censo; P_2 : população do último censo;
t = ano da projeção; t_1 = ano do penúltimo censo; t_2 = ano do último censo

4.2.1.2. Método geométrico

Este método considera que o crescimento da população é proporcional a população existente em um determinado ano, através de um coeficiente de crescimento geométrico (k_g).

$$P = P_2 e^{k_g(t-t_2)};$$

$$k_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}$$

Os resultados para ambos métodos são apresentados abaixo (Tabela 3):

Tabela 3: Dados obtidos pelo IBGE e projeções aritmética e geométrica.

Projeção aritmética				Dados		Projeção geométrica			
Ano	População	Ano	População	Ano	População	Ano	População	Ano	População
2011	1359	2028	1475	1991	1015	2011	1359	2028	1484
2012	1366	2029	1482	2000	1284	2012	1367	2029	1492
2013	1373	2030	1488	2010	1352	2013	1374	2030	1499
2014	1380	2031	1495			2014	1381	2031	1507
2015	1386	2032	1502			2015	1388	2032	1515
2016	1393	2033	1509			2016	1395	2033	1523
2017	1400	2034	1516			2017	1402	2034	1531
2018	1407	2035	1522			2018	1409	2035	1539
2019	1414	2036	1529			2019	1417	2036	1547
2020	1420	2037	1536			2020	1424	2037	1555
2021	1427	2038	1543			2021	1431	2038	1563
2022	1434	2039	1550			2022	1439	2039	1571
2023	1441	2040	1556			2023	1446	2040	1579
2024	1448	2041	1563			2024	1454	2041	1587
2025	1454	2042	1570			2025	1461	2042	1595
2026	1461	2043	1577			2026	1469	2043	1603
2027	1468	ka	6.8			2027	1476	kg	0.00516

4.2.2. Dados de entrada

Além dos parâmetros de projeto já apresentados nesta revisão anteriormente, alguns outros dados devem ser definidos, como o consumo de água *per capita* e o coeficiente de retorno (C), como também as características do efluente a ser tratado.

4.2.2.1. Coeficiente de retorno e consumo *per capita*

Tsutiya e Alem Sobrinho (2011) definem que a contribuição *per capita* de esgoto é o consumo de água efetivo *per capita* multiplicado pelo coeficiente de retorno (C). A NTS 025 (SABESP, 2012) define o coeficiente de retorno médio para a região metropolitana de São Paulo em 0,8, enquanto o consumo *per capita* de água é estimado em 150 L/hab.d para residências normais na NTS 181 (SABESP, 2012).

4.2.2.2. Características do afluente

Definir as características do efluente doméstico é essencial para o dimensionamento da planta de tratamento. Segundo Von Sperling (2008), o principal efeito ecológico da poluição em corpos d'água é o decréscimo do nível de oxigênio dissolvido na água. [...] A DBO representa a quantidade

de oxigênio requerida para estabilizar, através de processos bioquímicos, a matéria orgânica carbonácea. O autor ainda define que a DBO_5 média do esgoto doméstico gira em torno dos 300 mg/L, ou seja, um litro de esgoto é associado ao consumo de aproximadamente 300mg de oxigênio.

Já a DQO mede o consumo de oxigênio recorrente da oxidação química da matéria orgânica. O valor obtido, portanto, é uma indicação indireta do nível de matéria orgânica presente. Para esgoto bruto sem tratamento prévio, a razão DQO/ DBO_5 varia entre 1,7 e 2,4 (VON SPERLING, 2008). A NBR 12209 (1992) define que, para falta de critérios de dimensionamento específicos, deve-se adotar uma carga orgânica do afluente de 54 g DBO_5 /hab.d. Da mesma forma, a carga de entrada de NTK adotada é de 10,2 gNTK/hab.d (METCALF & EDDY, 2003), e a carga de SS é de 112 gSS/hab.d (VON SPERLING, 1998).

A população de projeto adotada foi de 1600 habitantes, prevendo um horizonte de projeto de aproximadamente 27 anos.

4.2.2.3. Critérios de dimensionamento

Como já descrito anteriormente, os critérios de dimensionamento para o sistema de *wetlands* construídos de fluxo vertical em sistema francês são, como descritos por Molle et al. (2005):

- uma carga de aplicação máxima de 0,3 kgDQO/m².d;
- uma carga de sólidos aplicada máxima de 0,15 kgSS/m².d;
- uma taxa hidráulica aplicada máxima de 0,37 m³/m².d;
- uma área superficial de 2 a 2,5 m²/E.P (também recomendado por

Paing et al., 2015),

As áreas do sistema filtrante serão calculadas a partir dos quatro critérios apresentados, que serão comparados entre si. À partir disto, a área superficial do filtro será definida, e então serão definidas as dimensões do mesmo.

Recomenda-se, também, a aplicação em batelada do efluente, com grandes vazões aplicadas em curtos períodos. Desta forma, definiu-se um número de 4 aplicações diárias de água residuária, com duração de 15 minutos cada.

5. RESULTADOS

Os resultados apresentados no presente trabalho tratam-se do dimensionamento das unidades a serem utilizadas no sistema proposto, que constam em: gradeamento, desarenador, medidor de vazão, dois reservatórios para armazenamento de efluente, sistema primário de *wetlands* em estilo francês e sistema secundário de *wetlands* em sistema francês.

5.1. Cálculo da vazão afluyente média de esgoto bruto

Segundo Von Sperling (1996), os esgotos de uma localidade que contribuem à estação de tratamento de esgoto são originados de três fontes: esgotos domésticos, águas de infiltração e despejos industriais. Como a área contemplada é basicamente habitacional, sopesou-se apenas vazões domésticas e de infiltração

5.1.1. Vazão doméstica

Usualmente, a vazão de esgoto doméstico é calculada a partir da população de projeto e de um valor atribuído para o consumo médio diário de água de uma pessoa, denominado Consumo Per Capita, ou *Quota Per Capita* (QPC), enquanto o efluente que adentra a rede coletora é definido pelo Coeficiente de Retorno (R). Como já citado, a NTS 181 da SABESP afirma que consumo per capita é estimado em 150 L/hab.d para residências normais, enquanto o Coeficiente de Retorno é definido em 0,8 pela NTS 025. A população de projeto foi arredondada para 1600 habitantes, para um horizonte de aproximadamente 27 anos.

O cálculo da vazão média de esgoto é dado por:

$$Q_{med} = \frac{Pop \cdot QPC \cdot R}{1000}$$

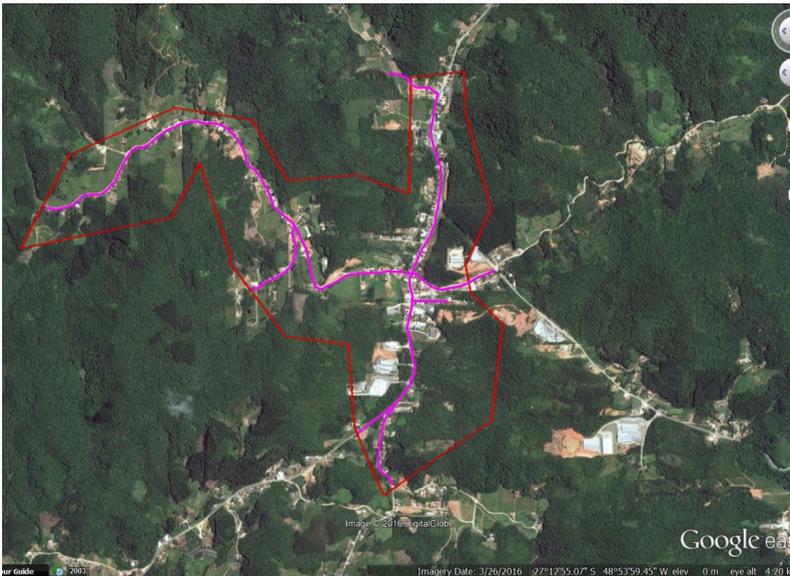
$$Q_{med} = \frac{1600 \cdot 150 \cdot 0,8}{1000} = 192,00 \text{ m}^3/\text{d} = 2,22 \text{ L/s}$$

5.1.2. Vazão de infiltração

A infiltração em sistemas de esgotos ocorre através de defeitos em tubos, conexões, juntas e poços de visita. A quantidade de água infiltrada depende amplamente da extensão da rede coletora, da área servida, do tipo do solo, entre outros (VON SPERLING, 1996). Na ausência de dados locais específicos, valores na faixa de 0,05 a 1,0 l/s.km devem ser utilizados (JORDÃO & PESSOA, 1995). Ponderando-se que, por tratar-se de uma pequena comunidade, a rede coletora é reduzida, assim como o número de poços de visita, conexões e juntas. Por estes motivos, um coeficiente de 0,2 L/s.km foi adotado.

A extensão da rede coletora foi calculada com o auxílio do software *Google Earth*, como mostrado na figura 8.

Figura 8: Rede de esgoto teórica para a localidade de Claraíba.



Segundo dados obtidos no software, a rede coletora tem 7,17 km. Assim, a vazão de infiltração é definida por:

$$Q_{inf} = R \cdot L = 0,2 \cdot 7,17 = 1,434 \text{ L/s} = 123,90 \text{ m}^3/\text{d}$$

Partindo destas informações, define-se a vazão total que será tratada no sistema:

$$Q_{total} = Q_{med} + Q_{inf} = 192,00 + 123,90 = 315,90 \text{ m}^3/d$$

Definiu-se um número de 4 aplicações diárias de efluente, com 15 minutos de aplicação, totalizando em uma hora de aplicação por dia. Neste caso, a vazão de aplicação (Q_a) será de:

$$Q_a = \frac{Q_{total}}{4} = \frac{315,90 \text{ m}^3/d}{4} = 78,98 \text{ m}^3 \text{ por aplicação}$$

Como cada aplicação terá duração de 15 minutos, a vazão de aplicação é de:

$$Q_a = \frac{78,98 \text{ m}^3}{15 \text{ min}} = 5,26 \text{ m}^3/\text{min}$$

Ou seja, nas janelas de aplicação de efluente no sistema, a vazão aplicada será de 5,26 m³ por minuto.

5.2. Cálculo das vazões mínima e máxima

Ainda segundo VON SPERLING (1996), os seguintes coeficientes de variação de vazão média de água são utilizados para o dimensionamento de estações de tratamento de esgoto:

K_1 : 1,2 (Coeficiente do dia de maior consumo);

K_2 : 1,5 (Coeficiente da hora de maior consumo);

K_3 : 0,5 (Coeficiente da hora de menor consumo).

Desta maneira, as vazões máximas e mínimas de água podem ser dadas por:

$$Q_{max} = (Q_{med} \cdot K_1 \cdot K_2) + Q_{inf} = (192,00 \cdot 1,2 \cdot 1,5) + 123,90 = 469,5 \text{ m}^3/d = 5,43 \text{ L/s}$$

$$Q_{min} = (Q_{med} \cdot K_3) + Q_{inf} = (192,00 \cdot 0,5) + 123,90 = 219,90 \text{ m}^3/d = 2,54 \text{ L/s}$$

Para fins de dimensionamento, a vazão utilizada é a vazão total (Q_{total}), enquanto as concentrações (CO) de entrada são calculadas a partir da vazão doméstica (Q_{med}).

5.3. Pré-tratamento

5.3.1 Calha Parshall

Para atender a faixa de vazões, que varia entre a máxima e mínima já calculada anteriormente, selecionou-se uma calha cuja seção característica (W) é de 3", ou 7,6 cm, como indicado por Jordão & Pessoa (1995). O cálculo da altura da lâmina d'água, no ponto de medição, é dependente dos coeficientes k e n , que são pré-estabelecidos para cada seção de calha, e da vazão aplicada ao sistema. Assim, as alturas da lâmina d'água, para vazões mínima, média e máximo, são caracterizadas por (JORDÃO e PESSOA, 2005):

$$H = \left(\frac{Q}{k}\right)^{1/n}$$

As constantes k e n , para $W = 3$ polegadas, são de 0,176 e 1,547, respectivamente. Desta forma, as alturas são definidas por:

$$H_{max} = \left(\frac{Q_{max}}{k}\right)^{1/n} = \left(\frac{0,00543}{0,176}\right)^{1/1,547} = 0,106 \text{ m} = 10,60 \text{ cm}$$

$$H_{med} = \left(\frac{Q_{total}}{k}\right)^{1/n} = \left(\frac{0,00366}{0,176}\right)^{1/1,547} = 0,082 \text{ m} = 8,20 \text{ cm}$$

$$H_{min} = \left(\frac{Q_{min}}{k}\right)^{1/n} = \left(\frac{0,00255}{0,176}\right)^{1/1,547} = 0,065 \text{ m} = 6,50 \text{ cm}$$

Desta forma, calcula-se o rebaixamento (z) da calha Parshall, necessário para o controle da velocidade do efluente na caixa de areia. Velocidades elevadas previnem a decantação dos grãos de areia, e assim tornam o sistema ineficiente. Assim, z é definido por:

$$z = \frac{Q_{max} * H_{min} - Q_{min} * H_{max}}{Q_{max} - Q_{min}}$$

$$z = \frac{0,00543 * 0,065 - 0,00255 * 0,106}{0,00543 - 0,00255} = 0,027 \text{ m} = 2,7 \text{ cm}$$

5.3.2. Caixa de areia

A NBR 12209 (1992) define que o comprimento da caixa de areia é calculado a partir da velocidade de fluxo horizontal (v_1), adotada em 0,3 m/s, e da velocidade de sedimentação das partículas (v_2), admitida em 0,02 m/s. A norma ainda diz que a vazão utilizada para o dimensionamento da caixa de areia é a vazão máxima afluente à ETE, e que devem ser previstas, no mínimo, duas unidades instaladas, para uso intermitente. O comprimento da caixa de areia (L_{CA}) pode ser calculado pela seguinte equação:

$$L_{CA} = \frac{v_1}{v_2} * (H_{max} - z)$$

$$L_{CA} = \frac{0,30}{0,02} * (0,106 - 0,027) = 1,15 \text{ m}$$

A altura da lâmina d'água imediatamente à jusante, calculada para a calha Parshall, é o que define a altura da lâmina líquida na caixa de areia. Por questões de segurança e facilidades construtivas, adotou-se então um coeficiente de segurança de 75%, o que configura uma caixa de área de 2 metros de comprimento. Desta forma, a largura da caixa de areia pode ser definida pela seguinte equação:

$$b = \frac{Q_{max}}{v_1 * (H_{max} - z)}$$

$$b = \frac{0,00543}{0,3 * (0,106 - 0,027)} = 0,24 \text{ m}$$

Desta forma, a largura da caixa de areia adotada será de 30 cm, por facilidades construtivas. Assim, a taxa de aplicação hidráulica (TAH) aplicada à caixa de areia pode ser calculada, de acordo com a seguinte expressão:

$$A = b * L_{CA} = 0,3 * 2 = 0,6 \text{ m}^2$$

$$TAH = \frac{Q_{max}}{A} = \frac{0,00543 \text{ m}^3/\text{s} * 86400}{0,6 \text{ m}^2} = 782 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

A NBR 12209 (1992) define que a TAH deve encontra-se entre 600 m³/m².d e 1200 m³/m².d. O presente dimensionamento, então, encontra-se dentro do intervalo estabelecido. A profundidade da caixa adotada foi de 20 cm, que configura o mínimo recomendado pela NBR. Desta forma, o acúmulo de areia esperado é de 0,21 cm/d. Portanto, a caixa deverá ser limpa a cada 3 meses.

5.3.3. Gradeamento

Jordão & Pessoa (1995) definem que a operação de remoção de sólidos grosseiros é realizada por unidades de grades de barras, com a finalidade de proteção dos dispositivos de tratamento e transporte de esgotos, entre outras. O espaçamento entre as barras é fixo, em função das dimensões dos sólidos que se pretende remover. Assim, as grades podem ser classificadas como grosseiras, médias e finas, de acordo com o espaçamento entre as barras.

Como já descrito por Stefanakis et al (2014), um sistema de gradeamento grosseiro usualmente é instalado em prévia ao primeiro estágio do WCFV em sistema francês. Seguindo as recomendações de Jordão & Pessoa (1995), adotou-se barras circulares ($\beta = 1,79$), inclinadas em 60° à jusante, com espessura (t) de 1 cm. O espaçamento entre barras (a) foi definido em 2 cm. Desta forma, a eficiência da grade é calculada pela seguinte expressão:

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

$$E = \frac{2}{2 + 1} = 0,667 = 66,7\%$$

A NBR 12208 (1992) define que a velocidade de escoamento através da grade deve estar compreendida entre 0,6 m/s e 1,0 m/s. Desta forma,

adotar-se-á uma velocidade v_c de 0,6 m/s, que é utilizada para definir a área útil (A_u) de escoamento, representada por:

$$A_u = \frac{Q_{max}}{v_e}$$

$$A_u = \frac{0,00543}{0,6} = 0,0091 \text{ m}^2$$

Assim, a área total (A_T) do canal referente ao gradeamento é de:

$$A_T = \frac{A_u}{E}$$

$$A_T = \frac{0,0091}{0,667} = 0,0136 \text{ m}^2$$

Da mesma forma que a caixa de areia, a altura da lâmina líquida é definida pela altura a jusante da grade. Partindo disto, a largura do canal é calculada por:

$$b_c = \frac{A_T}{(H_{max} - z)}$$

$$b_c = \frac{0,0136}{(0,106 - 0,027)} = 0,18 \text{ m}$$

De acordo com estas dimensões, o número de barras (N_b) e espaçamentos (N_e) entre barras do canal pode ser calculado. Cada barra tem uma espessura (t) de 1 cm, e o espaçamento entre barras (a) é de 2 cm, e o número de espaçamentos pode ser definido pelo número de barras mais um ($N_e = N_b + 1$). Assim:

$$b = N_e * a + N_b * t$$

$$b = (N_b + 1) * a + N_b * t$$

$$N_b = \frac{b - a}{a + t} = \frac{0,18 - 0,02}{0,02 + 0,01} = 5.33$$

Desta forma, aplicar-se-á 6 barras (N_b) no sistema de retenção de sólidos grosseiros, que define o número de espaçamentos em 7 (N_e). Desta maneira, a largura total do canal é calculada por:

$$\begin{aligned} b &= N_e * a + N_b * t \\ b &= 7 * 2 + 6 * 1 \\ b &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

5.4. Reservatórios de armazenamento e sistema de bombeamento

O sistema contará com dois reservatórios idênticos para armazenamento e posterior distribuição dos efluentes. Cada reservatório terá dimensões de 10 m x 10 m x 2,90 m, com 0,8 m de altura livre e 2,1 m de altura útil. Assim, os volumes total (V_{Tr}) e útil (V_{Ur}) do reservatório são representados por:

$$\begin{aligned} V_{Tr} &= 10 \text{ m} * 10 \text{ m} * 2,9 \text{ m} = 290 \text{ m}^3 \\ V_{Ur} &= 10 \text{ m} * 10 \text{ m} * 2,1 \text{ m} = 210 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Os tanques de armazenamento contarão com um sistema de bombeamento, referente à alimentação do sistema. Cada tanque contará com duas bombas, que deverão ser utilizadas intermitentemente, totalizando 4 bombas no sistema.

Para o cálculo da potência (P) das bombas, são necessários: a vazão de bombeamento (Q_b), as alturas manométricas de sucção e recalque (H_{ms} e H_{mr}). A vazão de bombeamento é definida pela vazão de aplicação (Q_a), de 5,26 m³/min, e é definida como:

$$Q_b = 5,26 \text{ m}^3/\text{min} * 60 \text{ min} = 315,9 \text{ m}^3/\text{h} = 87,67 \text{ L/s}$$

A tubulação de sucção é composta basicamente por um tubo de 2,60 m de altura, que succiona o efluente do fundo do reservatório ao rotor da bomba. A perda de carga neste trecho da tubulação é irrisório, e por esta razão será desconsiderada. Desta forma, a altura manométrica de sucção (H_{ms}) é de 2,6 m, em ambos os estágios, que contam com sistemas de armazenamento idênticos.

Já para o cálculo de H_{mr} , deve-se calcular as perdas de carga distribuída e localizada. A NBR 5626 (1998) define que a perda de carga (J) ao longo

de um tubo depende do seu diâmetro interno (d), em milímetros, e da vazão aplicada à tubulação (Q_b), em L/s. Para o presente projeto, adotou-se uma tubulação de esgoto de PVC, com diâmetro de 250 mm para todo o sistema de alimentação, tanto para o primeiro quanto para o segundo estágio, primariamente para garantir uma baixa perda de carga na tubulação, e assim diminuir a potência das bombas utilizadas para distribuição de efluente bruto. Assim, a perda de carga distribuída (J) no sistema pode ser calculada como:

$$J = 8,69 * 10^6 * Q^{1,75} * d^{-4,75}$$

$$J = 8,69 * 10^6 * 87,67^{1,75} * 250^{-4,75}$$

$$J = 0,0889 \text{ kPA/m} = 0,00889 \text{ m/m}$$

Como apresentado em projeto no apêndice A, a tubulação de alimentação do primeiro estágio têm aproximadamente 1100 metros de comprimento, e conta com um comprimento equivalente de 1400 metros de comprimento, referente aos joelhos, tês e registros que compõem o sistema, totalizando 2500 metros de comprimento da tubulação. Já a tubulação do segundo estágio conta com cerca de 2800 metros de tubulação de alimentação, e um comprimento equivalente de 500 metros de tubulação, referente também às perdas de carga localizadas, em um total de 3300 metros de tubos. Desta forma, a perda de carga por conta das tubulações, para o primeiro (h_1) e o segundo estágio (h_2), é definida por:

$$h_1 = J * L_1$$

$$h_1 = 0,00889 \text{ m/m} * 2500 \text{ m} = 22,23 \text{ m}$$

$$h_2 = J * L_2$$

$$h_2 = 0,00889 \text{ m/m} * 3300 \text{ m} = 29,34 \text{ m}$$

Em ambas as situações o topo do reservatório e, por consequência, a bomba, encontra-se em uma altura (h) de 1,5 m acima das tubulações de alimentação, o que configura uma altura negativa, na visão de dimensionamento. Desta forma, as alturas manométricas de recalque são calculadas como:

$$H_{mr1} = h_1 + h$$

$$H_{mr1} = 22,23 \text{ m} - 1,5 \text{ m} = 20,73 \text{ m}$$

$$H_{mr2} = h_2 + h$$

$$H_{mr2} = 29,34 \text{ m} - 1,5 \text{ m} = 27,84 \text{ m}$$

Desta forma, as alturas manométricas totais, que correspondem à soma das alturas de recalque é sucção, é definida por:

$$H_{m1} = H_{mr1} + H_{ms1}$$

$$H_{m1} = 20,73 \text{ m} + 2,6 \text{ m} = 23,33 \text{ m}$$

$$H_{m2} = H_{mr2} + H_{ms2}$$

$$H_{m2} = 27,84 \text{ m} + 2,6 \text{ m} = 30,44 \text{ m}$$

Assim, a potência de bomba necessária, tanto para o primeiro quanto para o segundo estágio, é de:

$$P_1 = \frac{(H_{m1} * Q_b)}{75 * \eta}$$

$$P_1 = \frac{(23,33 * 87,67)}{75 * 0,6} = 45,45 \text{ cv} = 33,42 \text{ kW}$$

$$P_2 = \frac{(H_{m2} * Q_b)}{75 * \eta}$$

$$P_2 = \frac{(30,44 * 87,67)}{75 * 0,6} = 59,30 \text{ cv} = 43,62 \text{ kW}$$

Em que η representa o rendimento médio do sistema bomba e motor, e foi adotado em 60%. É importante aplicar um coeficiente de segurança ao sistema de bombeamento, para que as bombas não trabalhem em capacidade máxima. Desta forma, será aplicado um coeficiente de segurança de 50%, que define a potência das bombas do primeiro estágio em 50 kW e do segundo estágio em 80 kW.

5.5. *Wetlands* Construídos de Fluxo Vertical em sistema francês

Como já descrito por Trein (2015), o dimensionamento do WCFV depende basicamente das cargas orgânicas e hidráulicas aplicadas à área superficial do filtro. Seguindo as recomendações de Platzer (1999), a entrada de oxigênio por difusão (EO_{dif}), somada à entrada por convecção (EO_{conv}), deve ser maior que a necessidade de oxigênio necessária à decomposição da matéria orgânica e nitrificação no sistema, ou déficit de oxigênio (DO).

Para o dimensionamento da unidade, os parâmetros de projeto básico foram adotados de acordo com valores típicos encontrados na literatura para efluentes domésticos, como apresentado na tabela 4. Foram adotados valores de 54 gDBO₅/hab.d, 10,2 gNTK/hab.d, e 112,0 gSS/hab.d. (METCALF & EDDY, 2003; NBR 12209, 1992; VON SPERLING, 1998). Para a carga de DQO aplicada, Von Sperling (1998) também define que, para esgotos domésticos brutos, a relação DQO/DBO₅ varia entre 1,7 e 2,4. Sendo assim, calculou-se uma carga aplicada de 129,6 gDQO/hab.d.

Tabela 4: Parâmetros de projeto

Parâmetro	Valor	Unidade	Valor	Unidade
E.P.	1600	hab	-	-
Q	192	m ³ /d	315,90	m ³ /d
NTK	16,32	kg/d	51,66	mg/L
DBO ₅	86,4	kg/d	273,50	mg/L
DQO	207,36	kg/d	656,41	mg/L
SS	179,20	kg/d	567,27	mg/L

A vazão utilizada para o cálculo de nutrientes e das cargas aplicadas (CA) é a vazão referente ao esgoto doméstico (Q_{med}), enquanto a vazão de aplicação e as concentrações de poluentes (CO) são calculadas a partir da vazão total (Q_{total}).

De acordo com os dados apresentados, o déficit de oxigênio (DO) pode ser calculado por:

$$DO_{[g/d]} = 0,85 * 0,7_{[gO_2/gDQO]} * DQO_{[g/d]} + 4,3_{[gO_2/gNTK]} * NTK_{[g/d]} - 0,1 * 2,9_{[gO_2/gNTK]} * NTK_{[g/d]}$$

$$DO = 0,85 * 0,7 * (207,36 * 1000) + 4,3 * (16,32 * 1000) - 0,1 * 2,9 * (16,32 * 1000)$$

$$DO = 188.822,40 \text{ gO}^2/d = 188,82 \text{ kgO}^2/d$$

Ou seja, diariamente são necessários aproximadamente 190 quilos de O₂ para que ocorra a decomposição da matéria orgânica no *wetland* construído. A entrada de oxigênio (EO) depende parcialmente da área superficial do filtro, que será calculada a partir de quatro diferentes hipóteses para o dimensionamento do sistema filtrante: partindo da carga orgânica aplicada para DQO e SS, da taxa de aplicação hidráulica do sistema e da relação área/habitante.

5.5.1. Critério 1: Carga orgânica aplicada

Segundo Molle et al (2005), os filtros operam com uma carga orgânica aplicada diária de até 0,3 kgDQO/m².d. Seguindo esta recomendação, calcula-se a área requerida (A_r) um leito filtrante é de:

$$A_r = \frac{207,36 \text{ kgDQO}/d}{0,3 \text{ kgDQO}/m^2 \cdot d} = 691,20 \text{ m}^2$$

Assim, a taxa de aplicação hidráulica (TAH) e a carga de SS aplicada (CA_{SS}), para a área calculada, é definida por:

$$TAH = \frac{Q_{med}}{A_r} = \frac{315,90 \text{ m}^3/d}{691,20 \text{ m}^2} = 0,457 \text{ m}^3/m^2 \cdot d$$

$$CA_{SS} = \frac{179,20 \text{ kg}/d}{691,20 \text{ m}^2} = 0,259 \text{ kgSS}/m^2 \cdot d$$

Desta forma, e assumindo que os 5 leitos filtrantes têm a mesma área, a área total do filtro, para cumprir o presente critério, é de 3456 m².

5.5.2. Critério 2: Carga de SS aplicada

Segundo Molle et al (2005), os filtros operam com uma carga aplicada diária de até 0,15 kgSS/m².d. Seguindo esta recomendação, calcula-se a área requerida (A_r) para um leito filtrante:

$$A_r = \frac{179,20 \text{ kgSS}/d}{0,15 \text{ kgSS}/m^2 \cdot d} = 1194,67 \text{ m}^2$$

Da mesma forma, a taxa de aplicação hidráulica (TAH) e a carga de DQO aplicada (CA_{DQO}), para a área calculada, é definida por:

$$TAH = \frac{Q_{med}}{A_r} = \frac{315,90 \text{ m}^3/d}{1194,67 \text{ m}^2} = 0,264 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot d$$

$$CA_{DQO} = \frac{207,36 \text{ kg/d}}{1194,67 \text{ m}^2} = 0,174 \text{ kgDQO}/\text{m}^2 \cdot d$$

Da mesma maneira que o critério anterior, assume-se 5 leitos filtrantes de mesma área, que resulta em uma área total do filtro, para cumprimento do critério de carga aplicada de SS, é de 5973,35 m².

5.5.3. Critério 3: Taxa de aplicação hidráulica

Ainda de acordo com Molle et al (2005), os filtros operam com uma taxa de aplicação hidráulica máxima de 0,37 m³/m².d. Conforme esta recomendação, calcula-se a área requerida (A_r) para o filtro:

$$A_r = \frac{315,90 \text{ m}^3/d}{0,37 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot d} = 853,78 \text{ m}^2$$

A carga aplicada, em relação à DQO (CA_{DQO}) e aos SS (CA_{SS}), para a área calculada, é definida por:

$$CA_{DQO} = \frac{207,36 \text{ kg/d}}{853,78 \text{ m}^2} = 0,243 \text{ kgDQO}/\text{m}^2 \cdot d$$

$$CA_{SS} = \frac{179,20 \text{ kg/d}}{853,78 \text{ m}^2} = 0,210 \text{ kgSS}/\text{m}^2 \cdot d$$

Como anteriormente, os 5 leitos filtrantes devem configurar a mesma área, que resulta em uma área filtrante total de 4268,90 m²

5.5.4. Critério 4: Relação área/pessoa (m²/E.P.)

Conforme Paing et al (2005) afirmam, recomenda-se uma relação de área superficial de 2 – 2,5 m²/E.P. Assumindo uma relação de 2 m²/E.P, a área requerida (A_r) calculada é de:

$$A_r = 1600 \text{ E.P.} * 2 \text{ m}^2 / \text{E.P.} = 3.200 \text{ m}^2$$

Desta forma, cada leito filtrante terá uma área de 640 m². Assim, as cargas orgânicas aplicadas (CA) para DQO e SS, tal qual a taxa de aplicação hidráulica (TAH), para a área calculada, são definidas por:

$$CA_{DQO} = \frac{207,36 \text{ kg/d}}{640 \text{ m}^2} = 0,324 \text{ kgDQO/m}^2 \cdot \text{d}$$

$$CA_{SS} = \frac{179.20 \text{ kg/d}}{640 \text{ m}^2} = 0,280 \text{ kgSS/m}^2 \cdot \text{d}$$

$$TAH = \frac{Q_{med}}{A_r} = \frac{315,90 \text{ m}^3/\text{s}}{640 \text{ m}^2} = 0,494 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

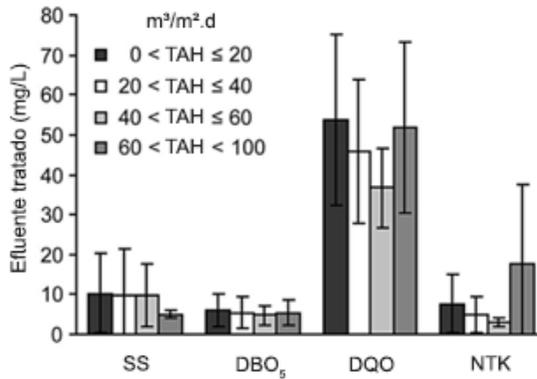
A tabela 5 resume os valores encontrados para cada critério calculado. Desta forma, deve-se definir qual critério será utilizado para o dimensionamento. Em análise dos dados obtidos, o critério 2 é o mais recomendado para o dimensionamento, pelo fato de apresentar um dimensionamento mais conservador. Entretanto, Paing et al. (2015) afirmam que taxas de aplicação hidráulicas maiores que 0.37 m³/m².d são frequentemente relatadas para plantas que tratam tanto águas residuárias quanto pluviais, assim como em plantas que são dimensionadas para esgotos domésticos e contam com consideráveis taxas de infiltração – que é o caso estudado, em que a vazão de infiltração corresponde a 39% da vazão total tratada. A figura 9 mostra a eficiência de remoção obtida em um estudo contemplando 209 plantas de *wetlands* espalhadas por todo o território francês, levando em consideração as taxas de aplicação hidráulicas (TAHs) dos sistemas. Nota-se que as eficiências obtidas para todos os parâmetros são relativamente constantes para TAHs de até 0,60

m^3/m^2 . Entretanto, para taxas de aplicação hidráulica maiores que $0,60 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$, a taxa de remoção de e DQO e especialmente de TKN reduz brusca-mente. Isso se dá devido à uma renovação incompleta da entrada de oxigênio (Molle et al., 2005).

Tabela 5: Comparação entre os critérios aplicados

Módulo em 1º estágio	CADQO	CASS	TAH	Área/Pessoa
[m^2]	[$\text{kgDQO}/\text{m}^2.\text{d}$]	[$\text{kgSS}/\text{m}^2.\text{d}$]	[$\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$]	[$\text{m}^2/\text{E.P.}$]
691.2	0.3	0.259	0.457	2.16
1194.67	0.174	0.15	0.264	3.73
853.78	0.243	0.21	0.37	2.67
640	0.324	0.28	0.494	2

Figura 9: Efluente tratado, em relação à TAH (Adaptado de PAING ET AL., 2015)



Nota-se também que, para que a carga de aplicação de SS seja res- peitada, o filtro deve ter uma área substancialmente maior que o recomen- dado na literatura, o que inviabilizaria a construção do sistema, de for- ma espacial e financeira. Desta forma, adotou-se o critério 4 para fins de dimensionamento, por garantir a relação mínima ($2 \text{ m}^2/\text{E.P.}$) indicada por Molle et al (2005) para admitir concentrações de saída de 60 mg/L de DQO, 15 mg/L de SS e 8 mg/L de TKN.

Definidas as áreas de cada filtro, assim como a área total, calcula-se a entrada de oxigênio (EO) contemplada ao filtro é definida por:

$$EO = EO_{dif} + EO_{conv}$$

Em que:

$$EO_{dif} [g/d] = 1_{[gO_2/m^2.h]} * \hat{Área} [m^2] * (24 - 1,5 * n^{\circ} \text{ de aplicações diárias}) ;$$

$$EO_{dif} = 1 * 640 * (24 - 1,5 * 4)$$

$$EO_{dif} = 11.520,00 \text{ gO}^2/d = 11,52 \text{ kgO}^2/d$$

$$EO_{conv} [g/d] = 0,3_{[gO_2/l]} * \text{volume aplicado} [m^3/d] * 1000_{[l/m^3]}$$

$$EO_{conv} [g/d] = 0,3 * 315,90 * 1000$$

$$EO_{conv} [g/d] = 94.770 \text{ gO}^2/d = 94,77 \text{ kgO}^2/d$$

Então:

$$EO = EO_{dif} + EO_{conv}$$

$$EO = 11,52 + 94,77 = 106,29 \text{ kgO}^2/d$$

Nota-se, então, que a premissa de Platzer não é respeitada, o que indica que o sistema dimensionado não tem uma aeração adequada para o tratamento dos efluentes domésticos. Entretanto, deve-se ressaltar que a pesquisa de Platzer foi desenvolvida para sistemas de WCFV que contam com um tratamento primário, e assim as cargas orgânicas aplicadas são substancialmente menores que os valores aplicados no sistema francês. Desta forma, a oferta de oxigênio é consideravelmente maior que a oferta necessária em um WCFV clássico. Todavia, o sistema francês apresenta outras maneiras de obtenção de oxigênio (como a oxigenação referente à camada depósito, que encontra-se obrigatoriamente em um ambiente rico em oxigênio no ar), assim como conta com dois estágios, para garantir uma excelente eficiência de tratamento.

Desta forma, e seguindo as recomendações de Molle (2015), a primeira camada de material filtrante deve contemplar de 30 a 80 cm de material, a camada de transição, de 10 a 20 cm, e a camada suporte de 20 a 30 cm. Adotando-se uma abordagem de dimensionamento mais cautelosa, o leito fil-

trante tem uma altura (H) de 1,30 m, e suas camadas são configuradas como:

Primeiro estágio:

Primeira camada: 80 cm de areia grossa para salpique – $2 \text{ mm} \leq d \leq 6 \text{ mm}$ (H_1);

Camada de transição: 20 cm de seixo de rio n° 1 – $6 \text{ mm} \leq d \leq 15 \text{ mm}$ (H_2);

Camada suporte: 30 cm de seixo de rio n° 3 – $20 \text{ mm} \leq d \leq 60 \text{ mm}$ (H_3).

Segundo estágio:

Primeira camada: 80 cm de areia fina para reboco – $0,25 \text{ mm} \leq d_{10} \leq 0,4 \text{ mm}$ (H_1);

Camada de transição: 20 cm de seixo de rio n° 0 – $6 \text{ mm} \leq d \leq 15 \text{ mm}$ (H_2);

Camada suporte: 30 cm de seixo de rio n° 2 – $20 \text{ mm} \leq d \leq 60 \text{ mm}$ (H_3).

5.5.5. Definição das relações dimensionais

Como recomendado por Molle et al (2005), os filtros configurar-se-ão em dois estágios, com três filtros semelhantes na primeira fase e dois, também semelhantes, na segunda. O autor recomenda uma área total de 1,2 m²/E.P. para o primeiro estágio e de 0,8 m²/E.P. para o estágio subsequente, que definem as áreas totais (A_{T1} e A_{T2}) e individuais de cada fase (A_1 e A_2) da seguinte maneira:

$$A_{T1} = 1,2 \text{ m}^2/\text{E.P.} * 1600 \text{ E.P.} = 1920 \text{ m}^2$$

$$A_{T2} = 0,8 \text{ m}^2/\text{E.P.} * 1600 \text{ E.P.} = 1280 \text{ m}^2$$

$$A_1 = \frac{1920 \text{ m}^2}{3} = 640 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{1280 \text{ m}^2}{2} = 640 \text{ m}^2$$

Nota-se que as áreas A_1 e A_2 são idênticas. Seguindo as recomendações de Wastewater Gardens (2010), a relação L:C – em que L é a largura do sistema e C o comprimento – adotada foi de 1:3, e define as dimensões do sistema como:

$$L = \sqrt{\frac{A}{3}} = \sqrt{\frac{640}{3}} = 14,60 \text{ m}$$

$$C = 3 * B = 3 * 15 \text{ m} = 43,88 \text{ m}$$

Por motivos de facilidades construtivas, as dimensões adotadas serão de 15 m de comprimento e 45 m de largura, configurando assim uma área de 675 m² por célula, para as cinco células do sistema de tratamento, resultando em uma área A_{T1} de 2025 m², e uma área A_{T2} de 1350 m².

Como atestam as notas técnicas do manual de Wetlands Construídos do Departamento de Conservação de Recursos Naturais (USDA, 2007), os taludes laterais devem respeitar uma razão L:H de, no mínimo, 2:1. Adotar-se-á então, para o presente sistema, uma relação de 2,5:1. Especificou-se também uma altura de borda livre (h) de 70 cm, configurando um filtro de 2 metros de altura total (H_T). Neste caso, calcula-se a largura do talude lateral (L_L) como:

$$H_T = H + h = 1,3m + 0,7 m = 2m$$

$$L_L = 2,5 * H_T = 5 m$$

O que configura um talude lateral de 2 metros de altura e 5 metros de comprimento. Entretanto, em relação a montante e a jusante, deve-se levar em consideração a inclinação de fundo do filtro, para que o efluente tratado escoe na direção desejada. Para fim de facilidades construtivas, a diferença de altura de filtro adotada, da entrada à saída da planta, foi de 20 cm ao longo de toda a sua extensão. Neste caso, definiu-se as alturas a montante (H_M) e a jusante (H_J) do filtro em 1,20 m e 1,40 m respectivamente, que somadas à altura de borda livre (h), denotam as alturas total do talude, tanto a montante (H_{TM}) quanto a jusante (H_{TJ}):

$$H_{TM} = H_M + h = 1,20 m + 0,70 m = 1,90 m$$

$$H_{TJ} = H_J + h = 1,40 m + 0,70 m = 2,10 m$$

As alturas H_M , H_J , H_{TM} , e H_{TJ} são importantes para o cálculo da largura dos taludes nas laterais do leito filtrante. Estas dimensões, tanto em relação a parte a montante (L_M e L_{LM}) quanto a jusante (L_J e L_{LJ}), podem ser calculadas como:

$$L_M = H_M * 2,5 = 1,2 m * 2,5 = 3,0 m$$

$$L_{LM} = H_{TM} * 2,5 = 1,9 m * 2,5 = 4,75 m$$

$$L_J = H_J * 2,5 = 1,4 m * 2,5 = 3,5 m$$

$$L_{LJ} = H_{TJ} * 2,5 = 2,1 m * 2,5 = 5,25 m$$

Calculadas as larguras dos taludes, determina-se tanto a largura inferior (L_I), que é calculada pela largura do filtro (L) diminuída das larguras dos taludes do filtro a montante (L_M) e jusante (L_J), quanto a largura total do filtro (L_T), que é representada pela soma da largura inferior (L_I) e da largura total dos taludes, também a montante (L_{TM}) e jusante (L_{TJ}):

$$\begin{aligned}
 L_I &= L - (L_M + L_J) \\
 L_I &= 45 \text{ m} - (3,0 \text{ m} + 3,5 \text{ m}) \\
 L_I &= 38,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

E, conseqüentemente:

$$\begin{aligned}
 L_T &= L_I + (L_{LM} + L_{LJ}) \\
 L_T &= 38,50 \text{ m} + (4,75 \text{ m} + 5,25 \text{ m}) \\
 L_T &= 48,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Com a largura de fundo definida, calcula-se a inclinação de fundo de projeto (i), a partir da diferença de altura de fundo adotada:

$$i = \frac{0,2 \text{ m}}{38,50 \text{ m}} = 0,0052 \text{ m/m} * 100\% = 0,52\%$$

Como a inclinação de fundo recomendada na literatura é de 0,5% a 2% – ou seja, de 0,005 m/m a 0,02 m/m – denota-se que a inclinação de projeto segue o padrão recomendado.

Da mesma maneira, e assumindo a mesma relação comprimento/altura de 2,5:1 (C:H), é possível calcular o comprimento dos taludes laterais, tanto do filtro (C_{LF}) quanto total do talude (C_L). Os taludes laterais seguirão o padrão de 2 metros de altura (H_T), como definido anteriormente. Estas informações são importantes para o cálculo dos comprimentos inferior (C_I) e total (C_T) do filtro, que serão definidos posteriormente:

$$\begin{aligned}
 C_{LF} &= H * 2,5 = 1,30 \text{ m} * 2,50 = 3,25 \text{ m} \\
 C_L &= H_T * 2,5 = 2,00 \text{ m} * 2,50 = 5,00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Com estas informações, calcula-se facilmente os comprimentos inferior (C_I) e total (C_T), através da aplicação da mesma relação definida para as larguras inferior (L_I) e total (L_T). Como as duas laterais do filtro são idênticas, multiplica-se o comprimento lateral (C_{Lr}) por 2:

$$\begin{aligned}
 C_I &= C - (C_{LF} * 2) \\
 C_I &= 15 \text{ m} - (3,25 \text{ m} * 2) \\
 C_I &= 8,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Então:

$$\begin{aligned} C_T &= C_I + (C_L * 2) \\ C_T &= 8,50 \text{ m} + (5,00 \text{ m} * 2) \\ C_T &= 18,50 \text{ m} \end{aligned}$$

Ainda de acordo com a relação C:H, o comprimento de talude referente a cada camada de material filtrante pode ser calculado, possibilitando assim realizar o cálculo das áreas da seção e do volume do sistema de tratamento. Tratar-se-á os comprimentos da altura de borda livre, primeira camada, da camada de transição e da camada suporte como C_{BL} , C_1 , C_2 e C_3 , respectivamente:

$$\begin{aligned} C_{BL} &= h * 2,5 = 0,7 \text{ m} * 2,5 = 2,0 \text{ m} \\ C_1 &= H_1 * 2,5 = 0,8 \text{ m} * 2,5 = 2,0 \text{ m} \\ C_2 &= H_2 * 2,5 = 0,2 \text{ m} * 2,5 = 0,5 \text{ m} \\ C_3 &= H_3 * 2,5 = 0,3 \text{ m} * 2,5 = 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Em posse destas medidas, define-se a área da seção transversal das três camadas (A_1 , A_2 e A_3) e da seção completa (A_s). Para este cálculo, dividir-se-á a seção transversal da planta em três sub-seções: dois triângulos retângulos e um retângulo, como denotado na figura 10:

Figura 10: Em verde, a área A_1 ; em azul, a área A_2 ; e em vermelho, a área A_3 .



Assim, as áreas podem ser calculadas como:

$$\begin{aligned} A_1 &= \left(\frac{C_1 * H_1}{2} \right) * 2 + [(C - C_1 * 2) * H_1] \\ A_1 &= \left(\frac{2,0 * 0,8}{2} \right) * 2 + [(15 - 2,0 * 2) * 0,8] \\ A_1 &= 10,4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$A_2 = \left(\frac{C_2 * H_2}{2} \right) * 2 + [(C - (C_1 + C_2) * 2) * H_2]$$

$$A_2 = \left(\frac{0,5 * 0,2}{2} \right) * 2 + [(15 - (2,0 + 0,5) * 2) * 0,2]$$

$$A_2 = 2,1 \text{ m}^2$$

$$A_3 = \left(\frac{C_3 * H_3}{2} \right) * 2 + [(C - (C_1 + C_2 + C_3) * 2) * H_3]$$

$$A_3 = \left(\frac{0,75 * 0,3}{2} \right) * 2 + [(15 - (2,0 + 0,5 + 0,75) * 2) * 0,3]$$

$$A_3 = 2,775 \text{ m}^2$$

Do mesmo modo, calcula-se a área referente à altura de borda livre:

$$A_{BL} = \left(\frac{C_{BL} * h}{2} \right) * 2 + C * h$$

$$A_3 = \left(\frac{1,75 * 0,7}{2} \right) * 2 + 15 * 0,7$$

$$A_3 = 11,725 \text{ m}^2$$

O que resulta em uma área da seção total (A_s) de:

$$A_s = A_1 + A_2 + A_3 + A_{BL} = 10,4 \text{ m}^2 + 2,1 \text{ m}^2 + 2,775 \text{ m}^2 + 11,725 \text{ m}^2 = 27 \text{ m}^2$$

A informação das áreas é útil para o cálculo dos volumes de material a serem aplicados no leito filtrante. Para o cálculo do volume, multiplica-se as áreas da seção (A_{BL} , A_1 , A_2 e A_3) pela largura do sistema (L). Os volumes são definidos por:

$$V_1 = A_1 * L = 10,4 \text{ m}^2 * 45 \text{ m} = 468 \text{ m}^3$$

$$V_2 = A_2 * L = 2,1 \text{ m}^2 * 45 \text{ m} = 94,5 \text{ m}^3$$

$$V_3 = A_3 * L = 2,775 \text{ m}^2 * 45 \text{ m} = 124,88 \text{ m}^3$$

$$V_{BL} = A_{BL} * L = 11,725 \text{ m}^2 * 45 \text{ m} = 527,62 \text{ m}^3$$

Então:

$$V_T = V_1 + V_2 + V_3 + V_{BL} = 468 \text{ m}^3 + 94,5 \text{ m}^3 + 124,88 \text{ m}^3 + 527,62 \text{ m}^3 = 1215,00 \text{ m}^3$$

Assim, cada filtro do sistema de tratamento será composto por um volume total (V_T) de 1215,00 m³ de material filtrante, com um volume total de 2062,14 m³ no primeiro estágio para o leito filtrante e 1582,86 m³ de borda livre, enquanto para a segunda fase o volume do leito é de 1374,76 m³, com 1055,24 m³ de volume de borda livre. Assim, 6075 m³ de material deverão ser removidos para a construção do filtro. A tabela 6 resume as dimensões calculadas para o sistema:

Tabela 6: Resumo das dimensões de um leito filtrante

Dimensão	Valor	Unidade	Dimensão	Valor	Unidade	Dimensão	Valor	Unidade
C	15,0	m	L	45,0	m	H _F	2,0	m
C _L	5,0	m	L _{FM}	3,0	m	H	1,30	m
C _{LF}	3,25	m	L _{LM}	4,75	m	h	0,7	m
C ₁	8,5	m	L _{FJ}	3,5	m	H _M	1,2	m
C _T	18,5	m	L _{LJ}	5,25	m	H _J	1,4	m
C ₁	2,0	m	L _I	38,5	m	H _{TM}	1,90	m
C ₂	0,5	m	L _T	48,5	m	H _{TJ}	2,10	m
C ₃	0,75	m						

Dimensão	Valor	Unidade	Dimensão	Valor	Unidade
A _S	27,00	m ²	V	1215,00	m ³
A ₁	10,4	m ²	V ₁	468,00	m ³
A ₂	2,1	m ²	V ₂	94,50	m ³
A ₃	2,775	m ²	V ₃	124,88	m ³
A _{BL}	11,725	m ²	V _{BL}	527,62	m ³

5.5.6. Tubulações de alimentação de efluente bruto

As tubulações de alimentação seguirão o padrão de dimensionamento indicado por Molle (2015) (Figura 11), com aplicação de efluente por quadrante, de forma concentrada, no primeiro estágio, e aplicação ao longo do filtro no segundo estágio. Acredita-se que a diferença é relacionada com o fato de que o esgoto bruto pode criar dificuldades na alimentação em linha na

primeira fase, como colmatação da tubulação e o eventual crescimento de um biofilme anexo, por conta de que a granulometria média de suas partículas e a carga orgânica volumétrica serem superiores às aplicadas no segundo estágio.

Para a primeira fase de filtros, foram definidos 16 pontos de aplicação ao longo do sistema, que terão uma vazão de aplicação (Q_{a1}) de:

$$Q_{a1} = \frac{5,26 \text{ m}^3/\text{min}}{16} = 0,33 \text{ m}^3/\text{min} = 330 \text{ L/min}$$

Figura 11: Demonstrativo do sistema de alimentação para o primeiro estágio (Molle, 2015)



Enquanto no segundo estágio, por motivos já apresentados, a tubulação de alimentação é composta por tubos paralelos que percorrem toda a extensão do filtro (Figura 12), distanciados (l) em 0,5 m um do outro, e perfurados a cada 20 cm em suas laterais. As tubulações estão dispostas, horizontalmente, a 25 cm de altura do material filtrante, a uma distância (b) de 25 cm da lateral do filtro. Seguindo esta linha de raciocínio, e assumindo tubulações de alimentação de 250 mm de diâmetro (d), calcula-se o número exato de tubos (N_T) que percorrem o sistema:

$$L = N_T * d + (N_T - 1) * l + b * 2$$

$$15m = N_T * 0,25m + (N_T - 1) * 0,5m + 0,25m * 2$$

$$N_T = 20$$

Assim, o número de tubos de alimentação que percorrerão o segundo estágio do sistema de WCFV em estilo francês é 25, cada qual com 45 metros de comprimento, perfurados a cada 20 cm em sua extensão. Desta forma, a vazão de aplicação por tubulação (Q_{a2}), na segunda fase do sistema, é representada por:

$$Q_{a2} = \frac{5,26 \text{ m}^3/\text{min}}{25} = 0,21 \text{ m}^3/\text{min} = 210 \text{ L}/\text{min}$$

Figura 12: Demonstrativo do sistema de alimentação para segundo estágio (WATER, 2016)



5.5.7. Tubulações de coleta de efluente tratado

As tubulações de coleta de ambos os estágios foram dimensionadas de forma análoga ao dimensionamento da tubulação de alimentação do segundo estágio, como descrito acima. Assumiu-se uma distância (l) de 1,0 m entre tubos, também com furos a cada 20 cm em suas laterais. As tubulações estão dispostas no fundo do leito filtrante, a 1,0 m de distância da lateral do sistema (b). Assumindo tubulações de 250 mm de diâmetro (d), o número de tubos pode ser calculado como:

$$C_l = N_T * d + (N_T - 1) * w + b * 2$$

$$8,5 \text{ m} = N_T * 0,25 \text{ m} + (N_T - 1) * 1,0 \text{ m} + 0,5 \text{ m} * 2$$

$$N_T = 6$$

Assim, seis tubos estarão dispostos no fundo da camada filtrante, para coleta do efluente tratado. Estas tubulações também serão perfuradas a cada 20 cm em suas laterais, para que o efluente filtrado percole ao interior do tubo.

As tubulações de coleta também têm a função de aerar o sistema de tratamento, garantindo um maior teor de oxigênio disponível às plantas e aos microrganismos. Para isso, são estendidas até o topo do talude do sistema filtrante, e mantidas abertas e perfuradas, para possibilitar a entrada de ar fresco (Figura 13).

Figura 13: Detalhe da tubulação de coleta de efluente e da tubulação de aeração (MOLLE, 2015)



5.5.8. Eficiência esperada

Molle et al. (2005) atestam que, globalmente, os sistemas são capazes de adquirir uma boa qualidade de remoção no efluente tratado para todos os parâmetros orgânicos – DQO e SS – e NTK, excetuando-se o fósforo e a desnitrificação. Como já mencionado, uma melhora no tratamento nos primeiros anos de operação da planta é registrada com frequência.

Para o cálculo das eficiências esperadas de NTK, DQO e SS, aplicar-se-á às cargas diárias de nutrientes uma relação g/m².d, para vias de comparação com os resultados obtidos no estudo realizado por Molle et al. (2005). Para o primeiro estágio, as concentrações iniciais dos efluentes de entrada são

de 16,32 kg/d para NTK; 207,36 kg/d de DQO; e 179,20 kg/d de SST. Com isso, define-se as cargas aplicadas iniciais (CA_{NTKi} , CA_{DQOi} e CA_{SSTi}):

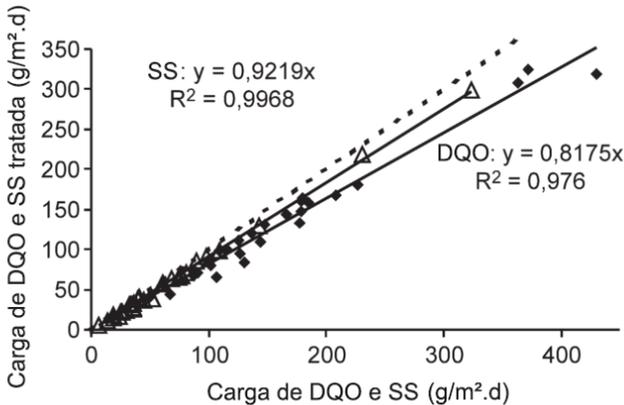
$$CA_{NTKi} = \frac{(16,32 \text{ kg/d} * 1000)}{675 \text{ m}^2} = 24,17 \text{ gNTK/m}^2 \cdot \text{d}$$

$$CA_{DQOi} = \frac{(207,36 \text{ kg/d} * 1000)}{675 \text{ m}^2} = 307,20 \text{ gDQO/m}^2 \cdot \text{d}$$

$$CA_{SSTi} = \frac{(179,20 \text{ kg/d} * 1000)}{675 \text{ m}^2} = 265,48 \text{ gSST/m}^2 \cdot \text{d}$$

Assim, as eficiências estimadas para DQO e SST, para o primeiro estágio, podem ser calculadas pelas relações explicitadas na Figura 14, em que o eixo x representa a carga orgânica aplicada, e o eixo y a carga tratada após a passagem do efluente pelo sistema. A linha pontilhada, por sua vez, representa a reta $x = y$, e retrata um tratamento teórico de 100% da carga aplicada.

Figura 14: Relação entre carga de entrada de efluente bruto e carga tratada no primeiro estágio, tratando-se de DQO e SST (Adaptado de MOLLE ET AL., 2005)



Desta forma, as cargas de DQO e SST removidas na primeira fase (CA_{DQOr1} e CA_{SSTr1} , respectivamente) do sistema de wetlands construídos são representadas pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned}
 CA_{DQOr1} &= 0,8175 * CI_{DQOi} \\
 CA_{DQOr1} &= 0,8175 * 307,20 \text{ gDQO/m}^2.d \\
 CA_{DQOr1} &= 251,14 \text{ gDQO/m}^2.d
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 CA_{SSTr1} &= 0,9219 * CI_{SSTi} \\
 CA_{SSTr1} &= 0,9219 * 265,48 \text{ gSST/m}^2.d \\
 CA_{SSTr1} &= 244,75 \text{ gSST/m}^2.d
 \end{aligned}$$

A partir destas informações, calcula-se as cargas de DQO e SST remanescentes no efluente do primeiro estágio do sistema (C_{DQOe1} e C_{SSTe1}):

$$\begin{aligned}
 CA_{DQOe1} &= CA_{DQOi} - CA_{DQOr1} \\
 CA_{DQOe1} &= 307,20 \text{ gDQO/m}^2.d - 251,14 \text{ gDQO/m}^2.d \\
 CA_{DQOe1} &= 56,06 \text{ gDQO/m}^2.d
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 CA_{SSTe1} &= CA_{SSTi} - CA_{SSTr1} \\
 CA_{SSTe1} &= 265,48 \text{ gSST/m}^2.d - 244,75 \text{ gSST/m}^2.d \\
 CA_{SSTe1} &= 20,73 \text{ gSST/m}^2.d
 \end{aligned}$$

De tal maneira, a concentração de DQO (CO_{DQOe1}) remanescente no efluente do primeiro estágio, tanto em kg/d quanto em mg/L é de:

$$\begin{aligned}
 CO_{DQOe1} &= CA_{DQOe1} * A_1 \\
 CO_{DQOe1} &= 56,06 \text{ gDQO/m}^2.d * 675 \text{ m}^2 \\
 CO_{DQOe1} &= 37840,50 \text{ gDQO/d} = 37,84 \text{ kgDQO/d}
 \end{aligned}$$

Assim:

$$\begin{aligned}
 CO_{DQOe1} &= \frac{37,84 \text{ kgDQO/d}}{315,90 \text{ m}^3/d} \\
 CO_{DQOe1} &= 0,11978 \text{ kgDQO/m}^3 \\
 CO_{DQOe1} &= 119,78 \text{ mgDQO/L}
 \end{aligned}$$

Da mesma maneira, o cálculo pode ser realizado para estimar a concentração remanescente de SST no efluente tratado na primeira fase do sistema (CO_{SSTe1}):

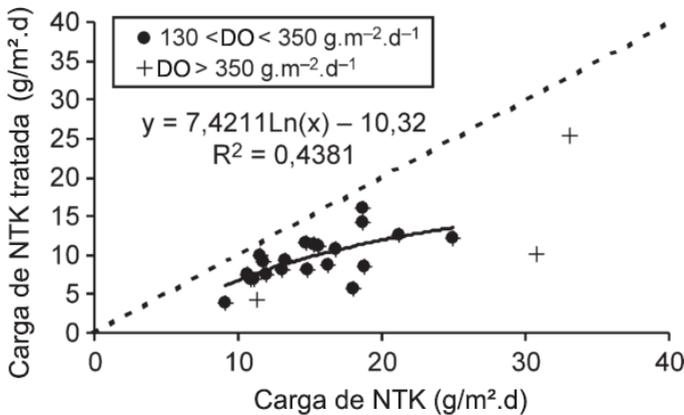
$$\begin{aligned} CO_{SSTe1} &= CA_{SSTe1} * A_1 \\ CO_{SSTe1} &= 20,73 \text{ gSST/m}^2 \cdot \text{d} * 675 \text{ m}^2 \\ CO_{SSTe1} &= 13992,75 \text{ gSST/d} = 13,99 \text{ kgSST/d} \end{aligned}$$

Por conseguinte:

$$\begin{aligned} CO_{SSTe1} &= \frac{13,99 \text{ kgSST/d}}{315,90 \text{ m}^3/\text{d}} \\ CO_{SSTe1} &= 0,04428 \text{ kgSST/m}^3 \\ CO_{SSTe1} &= 44,28 \text{ mgSST/L} \end{aligned}$$

Ainda, de modo semelhante, calcula-se a carga de NTK removida (C_{NTKr1}) na primeira fase do sistema, de acordo com relação explicitada na Figura 15:

Figura 15: Relação entre carga de entrada de efluente bruto e carga tratada no primeiro estágio, tratando-se de NTK (Adaptado de MOLLE ET AL., 2005)



Assim:

$$\begin{aligned}
 CA_{NTKr1} &= 7,4211 \ln(CA_{NTKi}) - 10,32 \\
 CA_{NTKr1} &= 7,4211 \ln(24,17) - 10,32 \\
 CA_{NTKr1} &= 13,32 \text{ gNTK/m}^2 \cdot d
 \end{aligned}$$

Desta forma, o efluente tratado no primeiro estágio segue com a seguinte carga de NTK (C_{NTKe1}):

$$\begin{aligned}
 CA_{NTKe1} &= CA_{NTKi} - CA_{NTKr1} \\
 CA_{NTKe1} &= 24,17 \text{ gNTK/m}^2 \cdot d - 13,32 \text{ gNTK/m}^2 \cdot d \\
 CA_{NTKe1} &= 10,85 \text{ gNTK/m}^2 \cdot d
 \end{aligned}$$

Como já explicado anteriormente, a concentração de NTK remanescente (CO_{NTKe1}) no efluente provindo do primeiro estágio do sistema de tratamento, pode ser calculada como:

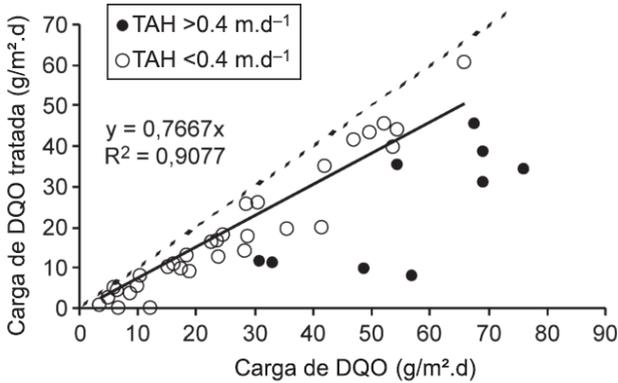
$$\begin{aligned}
 CO_{NTKe1} &= CA_{NTKe1} * A_1 \\
 CO_{NTKe1} &= 10,85 \text{ gNTK/m}^2 \cdot d * 675 \text{ m}^2 \\
 CO_{NTKe1} &= 7323,75 \text{ gNTK/d} = 7,32 \text{ kgNTK/d}
 \end{aligned}$$

Desta maneira:

$$\begin{aligned}
 CO_{NTKe1} &= \frac{7,32 \text{ kgNTK/d}}{315,90 \text{ m}^3/\text{d}} \\
 CO_{NTKe1} &= 0,02317 \text{ kgNTK/m}^3 \\
 CO_{NTKe1} &= 23,17 \text{ mgNTK/L}
 \end{aligned}$$

Semelhantemente, os gráficos utilizados para os cálculos de remoção de nutrientes no segundo estágio do sistema também foram apresentados por Molle et al. (2005). Seguindo as mesmas premissas, a carga de DQO removida no segundo estágio (C_{DQOr2}) pode ser definida pela relação apresentada na figura 16, e representada por:

Figura 16: Relação entre carga de entrada de efluente provindo do primeiro estágio e carga tratada no segundo estágio, tratando-se de DQO (Adaptado de MOLLE ET AL., 2005)



De tal forma, define-se que a carga de DQO removida como:

$$\begin{aligned}
 CA_{DQOr2} &= 0,7667 * CA_{DQOe1} \\
 CA_{DQOr2} &= 0,7667 * 56,06 \text{ gDQO}/\text{m}^2 \cdot \text{d} \\
 CA_{DQOr2} &= 42,98 \text{ gDQO}/\text{m}^2 \cdot \text{d}
 \end{aligned}$$

Ou seja, a carga orgânica de DQO que ainda remanesce no efluente final, é de:

$$\begin{aligned}
 CA_{DQOe2} &= CA_{DQOe1} - CA_{DQOr2} \\
 CA_{DQOe2} &= 56,06 \text{ gDQO}/\text{m}^2 \cdot \text{d} - 42,98 \text{ gDQO}/\text{m}^2 \cdot \text{d} \\
 CA_{DQOe2} &= 13,08 \text{ gDQO}/\text{m}^2 \cdot \text{d}
 \end{aligned}$$

Desta maneira, calcula-se a concentração final de DQO no efluente, tanto em kg/d quanto em mg/L:

$$\begin{aligned}
 CO_{DQOe2} &= CA_{DQOe2} * A_2 \\
 CO_{DQOe2} &= 13,08 \text{ gDQO}/\text{m}^2 \cdot \text{d} * 675 \text{ m}^2 \\
 CO_{DQOe2} &= 8829,00 \text{ gDQO}/\text{d} = 8,83 \text{ kgDQO}/\text{d}
 \end{aligned}$$

Assim:

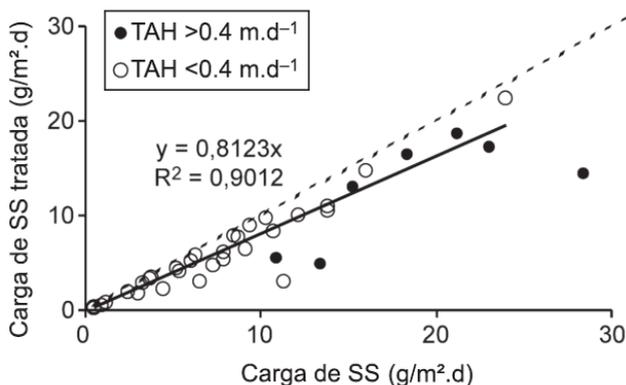
$$CO_{DQOe2} = \frac{8,83 \text{ kgDQO/d}}{315,90 \text{ m}^3/\text{d}}$$

$$CO_{DQOe2} = 0,02795 \text{ kgDQO/m}^3$$

$$CO_{DQOe2} = 27,95 \text{ mgDQO/L}$$

Seguindo este raciocínio, a figura 17 apresenta a relação que define a carga de SST remanescente no efluente final:

Figura 17: Relação entre carga de entrada de efluente provindo do primeiro estágio e carga tratada no segundo, tratando-se de SST (Adaptado de MOLLE ET AL., 2005)



$$CA_{SSTr2} = 0,8123 * SST_{e1}$$

$$CA_{SSTr2} = 0,8123 * 20,73 \text{ gSST/m}^2.\text{d}$$

$$CA_{SSTr2} = 16,84 \text{ gDQO/m}^2.\text{d}$$

Por conseguinte, a carga de SST remanescente do efluente final é de:

$$CA_{SSTe2} = CA_{SSTe1} - CA_{SSTr2}$$

$$CA_{SSTe2} = 20,73 \text{ gSST/m}^2.\text{d} - 16,84 \text{ gSST/m}^2.\text{d}$$

$$CA_{SSTe2} = 3,89 \text{ gSST/m}^2.\text{d}$$

Logo, a concentração de SST no efluente final, tanto em kg/d quanto em mg/L é de:

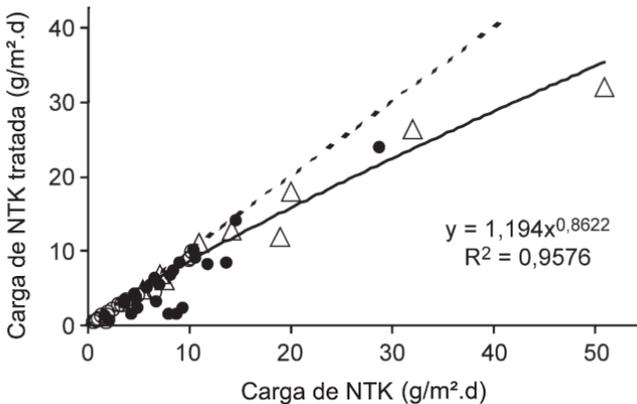
$$\begin{aligned} CO_{SSTe2} &= CA_{SSTe2} * A_2 \\ CO_{SSTe2} &= 3,89 \text{ gSST/m}^2 \cdot \text{d} * 675 \text{ m}^2 \\ CO_{SSTe2} &= 2625,75 \text{ gSST/d} = 2,63 \text{ kgSST/d} \end{aligned}$$

Assim:

$$\begin{aligned} CO_{SSTe2} &= \frac{2,63 \text{ kgSST/d}}{315,95 \text{ m}^3/\text{d}} \\ CO_{SSTe2} &= 0,0083 \text{ kgSST/m}^3 \\ CO_{SSTe2} &= 8,30 \text{ mgSST/L} \end{aligned}$$

Ainda, a concentração de NTK pode ser definida da mesma maneira que as anteriores, a partir da relação apresentada na figura 18:

Figura 18: Relação entre carga de entrada de efluente provindo do primeiro estágio e carga tratada no segundo, tratando-se de NTK (MOLLE ET AL., 2005)



Deste modo, a carga removida deste parâmetro orgânico fica definida como:

$$\begin{aligned}
 CA_{NTKr2} &= 1,194 * CA_{NTKe1}^{0,8622} \\
 CA_{NTKr2} &= 1,194 * 11,71^{0,8622} \\
 CA_{NTKr2} &= 9,86 \text{ gNTK/m}^2.\text{d}
 \end{aligned}$$

Por consequência, a remoção para o segundo estágio, que definirá a concentração de nutrientes no efluente final, é de:

$$\begin{aligned}
 CA_{NTKe2} &= CA_{NTKe1} - CA_{NTKr2} \\
 CA_{NTKe2} &= 11,71 \text{ gNTK/m}^2.\text{d} - 9,86 \text{ gNTK/m}^2.\text{d} \\
 CA_{NTKe2} &= 1,85 \text{ gNTK/m}^2.\text{d}
 \end{aligned}$$

Portanto, a concentração final de NTK no efluente, tanto em kg/d quanto em mg/L é de:

$$\begin{aligned}
 CO_{NTKe2} &= CA_{NTKe2} * A_2 \\
 CO_{NTKe2} &= 1,85 \text{ gNTK/m}^2.\text{d} * 675 \text{ m}^2 \\
 CO_{NTKe2} &= 1248,75 \text{ gNTK/d} = 1,25 \text{ kgNTK/d}
 \end{aligned}$$

Assim:

$$\begin{aligned}
 CO_{NTKe2} &= \frac{1,25 \text{ kgNTK/d}}{315,90 \text{ m}^3/\text{d}} \\
 CO_{NTKe2} &= 0,0040 \text{ kgNTK/m}^3 \\
 CO_{NTKe2} &= 4,00 \text{ mgNTK/L}
 \end{aligned}$$

Em resumo, a tabela 7 apresenta as concentrações estimadas para o efluente tratado, tanto para o primeiro estágio quanto para o segundo:

5.6. Discussão:

As eficiências de remoção foram calculadas a partir de um estudo realizado por Molle et al. (2005) em uma seleção de 72 plantas com características similares espalhadas pela França, todas em boas condições operacionais, em que 60% das plantas estudadas tinham de 4 a 6 anos de operação, e sua capacidade de atendimento populacional média era de 410 E.P

Os autores afirmam que, globalmente, os sistemas são capazes de atingir um efluente de boa qualidade, com exceção ao fósforo e ao $N-NO_3$ (a desnitrificação é limitada pela falta de um ambiente anóxico, enquanto a remoção média de fósforo alcança aproximadamente 40%). Para o primeiro estágio da planta, espera-se uma melhora na qualidade do tratamento nos primeiros anos de operação, por conta da evolução da camada depósito e do biofilme que se forma em anexo a mesma. Entretanto, este efeito não é observado no segundo estágio do tratamento, onde não há significativas diferenças entre as plantas mais novas e as que já operam há um tempo considerável. De fato, o segundo estágio é o que garante o polimento do efluente tratado para os parâmetros de DBO_5 , DQO e SS, assim como garante uma boa eficiência no tratamento de NTK. A tabela 7 mostra que, para o primeiro estágio, a DBO_5 já atinge o padrão de lançamento requerido pela legislação ambiental do Estado de Santa Catarina, que é de 60mg/L de DBO_5 .

Como apresentado por Molle (2003), é fundamental o papel da camada depósito para o comportamento hidráulico do filtro. Como têm uma permeabilidade menor que a do meio filtrante, muito por causa da quantidade de MO aprisionada nesta camada, ela impacta a distribuição do efluente na superfície filtrante, assim como a infiltração do efluente e a distribuição de oxigênio. Consequentemente, a camada depósito é um componente-chave ao sistema, pois sua hidrodinâmica está intrinsicamente ligada ao processo de degradação de MO.

Pode-se observar que o primeiro estágio do tratamento consiste primariamente na remoção de SS e DQO, embora a remoção de NTK não seja negligenciável. A alta remoção de SS é obtida primariamente devido à sua deposição na superfície do filtro, no primeiro estágio. Estes nutrientes, ao serem mineralizados, formam a camada depósito, parte de extrema importância para o tratamento, pois diminui a taxa de infiltração – ou seja, reduz a taxa de aplicação hidráulica (TAH). O efeito deste fator restritivo é de um maior acúmulo de efluente na superfície do filtro, o que garante um maior tempo de aeração superficial do efluente. É essencial controlar a vazão de aplicação, pois aplicações com distribuição defeituosa usualmente acarretam em um curto-circuito hidráulico no sistema. Filtros em curto-circuito apresentam uma distribuição de efluente heterogênea, o que prejudica enormemente a formação da camada depósito, e assim a qualidade geral do tratamento.

A Figura 14 apresenta a remoção de SS e DQO para o primeiro estágio em relação à carga orgânica aplicada. Nota-se que até para cargas aplicadas maiores que as permitidas no dimensionamento, a remoção da MO é satisfatória. Molle et al. (2005) afirmam que para baixas TAHs, uma maior variação na eficiência de remoção de DQO é observada. Acredita-se que isto é relacionado ao fato de que, em momentos de aplicação deficiente do efluente no sistema (e desta forma, dos sólidos que compõem a camada depósito), há uma heterogeneidade na distribuição do mesmo sobre toda a superfície filtrante, devido à grande possibilidade de o sistema entrar em curto-circuito hidráulico. Entretanto, o presente dimensionamento trabalha com uma taxa de aplicação hidráulica de $0,468 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$, e não se enquadra neste padrão. A TAH aplicada é maior que a TAH máxima recomendada por Molle et al. (2005), porém os motivos para sua adoção já foram explicados acima.

Paing et al. (2015), em um estudo contemplando 169 diferentes sistemas de *wetlands* em estilo francês, reforçam que a camada depósito de lodo, que se acumula com o tempo, é considerada um fator-chave para o aumento da eficiência geral de tratamento ao longo do tempo. Os autores ainda afirmam que a presença de nitrato (N-NO_3) medida no efluente final do sistema atesta ótimas condições de aeração do sistema, que deve ser regulada pela a intermitência entre alimentação e descanso dos filtros. Não é incomum medições de nitrato superiores à média observadas no efluente no primeiro dia de alimentação da planta, causadas pelo escoamento do nitrato acumulado, resultante da nitrificação.

A performance de remoção de nutrientes – fósforo total (Pt) e nitrogênio total (Nt) – é menor que os desempenhos apresentados para DQO e SS. Isso pode ser explicado pois a remoção destes nutrientes acontece fundamentalmente no primeiro estágio, e tem relação com a retenção dos nutrientes em forma orgânica e particulada na camada depósito, tanto para fósforo quanto para nitrogênio (Paing et al, 2015)

Molle et al. (2005) atestam que, para cargas de entrada de NTK entre $25 - 30 \text{ g}/\text{m}^2.\text{d}$, espera-se uma eficiência de aproximadamente 50% no primeiro estágio, o que se confirma no presente dimensionamento. De fato, a eficiência esperada pode ser até maior, pois a nitrificação apresenta grandes variações de tratamento entre as estações de primavera/verão e outono/inverno, o que é explicado pela diminuição da atividade biológica em temperaturas mais frias, que influencia a taxa de mineralização de lodo na camada depósito, reduzindo-a substancialmente. As bactérias nitrificantes são, provavelmente, as mais sensíveis a estas condições limitantes, o que explica a variação da qualidade de tratamento nos estudos apresentados na bibliografia atual. Entretanto, como Santa Catarina localiza-se em uma região subtropical, o inverno é mais ameno que o inverno europeu, e então espera-se um tratamento de qualidade satisfatória durante todo o ano.

O sistema vertical de *wetlands* proporciona um ambiente favorável à nitrificação da amônia (N-NH_4^+), porém desfavorável à desnitrificação do nitrato (N-NO_3), por não contar com um ambiente anóxico. Desta forma, o mecanismo principal de remoção de nitrogênio é através do acumulo/sorção do N-NH_4 na camada depósito durante o período de alimentação, e a posterior nitrificação durante o período de descanso do filtro.

Da mesma maneira, a remoção de Pt está relacionada à sorção de ortofosfato no meio filtrante. Entretanto, a remoção de fósforo total decresce ao longo dos anos de operação da planta, atingindo uma média de 47% durante os primeiros dois anos de operação, enquanto performances negativas são regularmente observadas em plantas com mais de 6 anos de idade. Este fenômeno pode ser explicado pela liberação do fósforo adsorvido no material filtrante, pela mineralização do fósforo orgânico retido na camada depósito e pela menor assimilação de fósforo pelas plantas já adultas.

A idade das plantas tem claramente um efeito positivo nas performances de tratamento, tendo em vista um decréscimo das concentrações de SS, DBO_5 e DQO ao longo do envelhecimento da planta. Isto conecta-se primariamente ao desenvolvimento da biomassa anexa ao meio filtrante, junto ao desenvolvimento da camada depósito na superfície do primeiro estágio de tratamento. Entretanto, a performance do tratamento de N-NTK é muito menor nos primeiros 6 meses de operação da planta, em comparação à sistemas mais velhos, pois as bactérias nitrificantes são notoriamente lentas para se desenvolver.

As tabelas 8, 9 e 10 apresentam uma comparação das eficiências do sistema e das concentrações de saída e estimadas neste projeto com os estudos realizados em 64 e 203 sistemas de tratamento de *wetlands* em estilo francês, por Molle et al. (2005) e Paing et al. (2015), respectivamente.

Tabela 8: Eficiências e concentrações de saída para o primeiro estágio

Parâmetro	Projeto	Eficiência	Molle et al (2005)	Eficiência	Paing et al. (2015)	Eficiência
DQO (mg/L)	119,78	81.75%	131,00	79.00%	153,00	80.00%
DBO_5 (mg/L)	49,91	81.75%	-	-	46,00	86.00%
SS (mg/L)	44,28	92.19%	33,00	86.00%	43,00	85.00%
N-NTK (mg/L)	23,17	55.10%	31,00	58.00%	35,00	62.00%

Tabela 9: Eficiências e concentrações de saída para o segundo estágio

Parâmetro	Projeto	Eficiência	Molle et al (2005)	Eficiência	Paing et al. (2015)	Eficiência
DQO (mg/L)	27,95	76.77%	51,00	56.00%	51,00	59.00%
DBO5 (mg/L)	11.64	76.77%	-	-	6,00	79.00%
SS (mg/L)	8,30	81.23%	11,00	65.00%	10,00	53.00%
N-NTK (mg/L)	4,00	82.92%	7,00	71.00%	7,00	78.00%

Tabela 10: Eficiências e concentrações de saída globais

Parâmetro	Projeto	Eficiência	Molle et al (2005)	Eficiência	Paing et al. (2015)	Eficiência
DQO (mg/L)	27,95	95.74%	66,00	91.00%	51,00	93.00%
DBO5 (mg/L)	11.64	95.74%	-	-	6,00	98.00%
SS (mg/L)	8,30	98.53%	14,00	95.00%	10,00	96.00%
N-NTK (mg/L)	4,00	92.33%	13,00	85.00%	7,00	93.00%

Analisando as tabelas apresentadas, é notável que a concentração de saída calculada para o sistema de tratamento projetado equipara-se às concentrações obtidas nos estudos apresentados pelos dois autores, a despeito da carga de SS aplicada ser substancialmente maior que a carga máxima de projeto de 0,15 kgSS/m².d. Molle et al. (2005) estimam que a altura acumulada da camada filtrante cresce aproximadamente 1,5 cm por ano, devido a mineralização da matéria orgânica. O lodo acumulado deve ser removido quando alcançar um máximo de 20 cm de altura, ou seja, a cada 10 ou 15 anos, e pode ser usado para fins agrícolas, pois trata-se de um composto rico em nutrientes.

Em relação ao dimensionamento, a tabela 5 apresenta as áreas calculadas, em referência aos quatro critérios apresentados para a concepção do sistema. Nota-se que a área necessária para respeitar a carga de aplicação diária de SS é substancialmente superior às outras calculadas, e foi primariamente desconsiderada por superar muito o valor máximo indicado como ideal por Molle et al. (2005), de 2,5 m³/E.P. Em análise das outras três alternativas, decidiu-se pela área de aplicação mínima indicada pelos autores (2 m²/E.P.), por teoricamente garantir a remoção das cargas aplicadas a níveis inferiores aos requisitados pela legislação vigente. A partir da análise das eficiências esperadas, é notável que as remoções respeitam e muito as concentrações máximas de descarga em corpos d'água.

De tal maneira, os leitos filtrantes configurar-se-ão em cinco filtros de 675 m² cada, resultando em uma área total de 3375m², correspondente a um equivalente de 2,11 m²/E.P., dentro dos padrões definidos por Molle et al. (2005). A altura de filtro definida foi de 1,3 metros, com 0,7 m de altura de borda livre, que resultou em um leito filtrante de volume de 687,38 m³ por leito, ou 3436,90 m³ para todo o sistema filtrante, além de um volume de 527,62 m³ referente à altura livre por filtro, totalizando 6075 m³ de material escavado, como apresentado na tabela 11. Quanto ao primeiro estágio, adotou-se uma altura de 80 cm de areia grossa para salpique para a primeira camada, 20 cm de seixo de rio n° 1 para a camada de transição e 30 cm de seixo de rio n° 3 para a camada suporte. Já para o segundo estágio, será aplicada areia fina para reboco nos primeiros 80 cm, seixo de rio n° 0 para os 20 da camada de transição e seixo de rio n° 2 para a última camada. Desta forma, pesquisou-se o preço por m³ dos materiais específicos para cada camada no mercado de Nova Trento, que são apresentados na tabela 12:

Tabela 11: Volumes aplicados a cada estágio

Primeiro estágio			Segundo estágio		
Dimensão	Valor	Unidade	Dimensão	Valor	Unidade
V _T	3465,00	m ³	V _T	2430,00	m ³
V _{1T}	1404,00	m ³	V _{1T}	936,00	m ³
V _{2T}	283,50	m ³	V _{2T}	189,00	m ³
V _{3T}	374,64	m ³	V _{3T}	249,76	m ³
V _{BLT}	1582,86	m ³	V _{BLT}	1055,24	m ³

Tabela 12: Materiais utilizados, seus respectivos valores e características

Material	Quantidade	Preço	Características
Areia fina p/ reboco	1 m ³	R\$ 75.00	0,25 mm ≤ d ₁₀ ≤ 0,4 mm ; CU - d ₆₀ /d ₁₀ < 5
Areia grossa p/ salpique	1 m ³	R\$ 50.00	2 mm ≤ d ≤ 6 mm
Seixo de rio n° 0	1 m ³	R\$ 50.00	5 mm ≤ d ≤ 10 mm
Seixo de rio n° 1	1 m ³	R\$ 60.00	6 mm ≤ d ≤ 15 mm
Seixo de rio n° 2	1 m ³	R\$ 80.00	15 mm ≤ d ≤ 40 mm
Seixo de rio n° 3	1 m ³	R\$ 100.00	20 mm ≤ d ≤ 60 mm

Desta forma, os valores de material aplicados a cada camada são apresentados pela tabela 13:

Tabela 13: Valores de material para aplicação, em cada camada filtrante.

Primeiro estágio					
Dimensão	Valor	Unidade	Material	Preço	Valor total
V _T	2062,14	m ³	-	-	R\$ 124,674.00
V _{1T}	1404,00	m ³	Areia grossa para salpique	R\$ 50.00	R\$ 70,200.00
V _{2T}	283,5	m ³	Seixo de rio nº 1	R\$ 60.00	R\$ 17,010.00
V _{3T}	374,64	m ³	Seixo de rio nº 3	R\$ 100.00	R\$ 37,464.00
Segundo estágio					
Dimensão	Valor	Unidade	Material	Preço	Valor total
V _T	1374,76	m ³	-	-	R\$ 101,520.80
V _{1T}	936,00	m ³	Areia fina para reboco	R\$ 75.00	R\$ 70,200.00
V _{2T}	189,00	m ³	Seixo de rio nº 0	R\$ 50.00	R\$ 11,340.00
V _{3T}	249,76	m ³	Seixo de rio nº 2	R\$ 80.00	R\$ 19,980.80

Assim, o valor de material a ser aplicado no sistema de tratamento é de R\$ 226.194,80. Para fins de orçamento, deve-se levar em conta também alguns custos extras, como a escavação do terreno e a aplicação da geo-membrana no fundo da superfície filtrante. A tabela do mês de agosto de 2015 do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos de Índices da Construção Civil (SINAPI, 2015) coloca o custo da hora trabalhada de uma retroescavadeira em R\$ 67,50. Assumindo um volume retirado de 8 m³ por hora, o custo total de escavação é de R\$ 49.739,06. Assume-se também um custo de retirada similar ao custo de escavação.

Localmente, o valor da manta de PEAD colocado é de R\$ 25,00. A seção lateral do sistema filtrante tem um perímetro de 37,75 m, o que configura aproximadamente 1700 m² de manta aplicado em cada filtro. Assim, o custo de aplicação da manta é de R\$ 212.500,00.

No ano de 2010, A prefeitura municipal de Nova Trento requisitou, um estudo de concepção para a instalação de uma estação de tratamento de efluentes centralizada, que contemplasse a totalidade do município. A população base adotada para o dimensionamento foi de 9103 habitantes. Desta forma, a população de projeto calculada, para um horizonte de 20 anos, foi de 15590 habitantes. Neste documento, algumas alternativas foram propostas para a instalação da ETE, e seus valores de projeto especificados e confrontados. Desta forma, para fins de comparação, a proposta de menor custo, com seus valores orçados e especificados, é apresentada na tabela 14.

É definido no documento que a distância de projeto da rede coletora de esgoto é de 56,74 km, ou seja, R\$ 124.142,83 por quilometro implementado. As ligações domiciliares, para o ano em questão, contemplavam 2784 edificações, com uma ordem de 3,27 habitante por edificação. Desta forma, o

custo por ligação é de R\$ 598,19

Tabela 14: Estimativa de custo do sistema de lodos ativados projeto para todo o município de Nova Trento – SC

Serviço ofertado	Valor	R\$/E.P.
Rede Coletora de Esgoto	R\$ 7,043,864.21	R\$ 773.80
Ligações Domiciliares	R\$ 1,665,364.00	R\$ 182.95
Estações Elevatórias	R\$ 1,349,150.00	R\$ 148.21
ETE lodos ativados	R\$ 1,835,632.97	R\$ 201.65
Total	R\$ 11,894,011.18	R\$ 1,306.60

Da mesma maneira, a rede coletora estimada para a coleta de efluentes na localidade da Claraíba é de 7,17 km. Desta forma, e assumindo que a mesma proposta de preço da rede coletora, em R\$/km, o preço da rede para o distrito da Claraíba é de R\$ 890.104,09. A princípio, as localidades sugeridas para a construção da planta encontram-se nos pontos de menor altitude topográfica de todo o distrito, e, por esta razão, estações elevatórias não serão necessárias. Partindo da mesma relação habitante/domicílio, 414 ligações domiciliares deverão ser instaladas para contemplar a população do distrito, que resulta em um montante de R\$ 247.650,66. A tabela 15 apresenta os custos de aplicação do projeto estimados, para a construção do sistema proposto para o distrito:

Tabela 15: Estimativa de custos para o sistema de *wetlands* construídos em modelo francês, para o distrito da Claraíba, em Nova Trento – SC.

Serviço ofertado	Valor	R\$/E.P.
Rede Coletora de Esgoto	R\$ 890,104.09	R\$ 556.32
Ligações Domiciliares	R\$ 247,650.66	R\$ 154.78
Material filtrante	R\$ 226,194.80	R\$ 141.37
Material escavado e retirado	R\$ 99,478.12	R\$ 62.17
Manda de PEAD	R\$ 212,500.00	R\$ 132.81
Total	R\$ 1,675,927.67	R\$ 1,047.45

Deve-se notar que, destes 1047,45 reais por habitante, apenas R\$ 336,35 correspondem à planta de tratamento, ou seja, 32% do valor total. O valor de instalação da rede coletora de esgoto foi baseado no custo relativo ao projeto da prefeitura, datado de 2010. É provável este valor, para o dado distrito, seja inferior ao estimado, por conta da topografia da região, que garante uma boa declividade para a rede de esgotamento, economizando assim um montante substancial em operações de escavação. Não foram contemplados valores de mão-de-obra e da instalação das bombas. Vale denotar que o WCFV demanda um baixo consumo de energia elétrica, e assim um baixo valor de operação e manutenção, enquanto o sistema de lodos ativados é um sistema mais complexo, e têm um valor mais elevado de operação.

6. CONCLUSÃO

De acordo com os fatos apontados, é possível dizer que o sistema descentralizado é vantajoso em relação ao sistema centralizado pelo fato de demandar um valor por habitante 20% inferior que o sistema de lodos ativados apresentados na proposta solicitada pelo município de Nova Trento – SC em 2010. Deve-se denotar que, provavelmente, os custos referentes à rede coletora de esgoto e o custo das ligações domiciliares são inferiores para a região contemplada pelo projeto. Isso se dá pela topografia da região e pelo fato de que as redes coletoras trabalharão com profundidades e diâmetros menores. Entretanto, alguns custos não foram contemplados na discussão, como o custo da mão-de-obra e o custo de implementação dos reservatórios e do pré-tratamento. No mais, de acordo com a imagem de satélite da região é notável que a área demandada pelo sistema de wetlands não é problema.

Da mesma forma, os custos de manutenção para o sistema proposto são reduzidos, relacionando-se a um operador para a planta e custos de energia elétrica, que é consumida exclusivamente pelas bombas de alimentação. Um sistema de tratamento centralizado é um sistema complexo, enormemente dependente em bombeamento, tanto para movimentação do efluente tratado quanto para dosagem de químicos, que também afetam substancialmente seu custo de manutenção.

As eficiências de tratamento esperadas são comparáveis aos sistemas amplamente conhecidos e consolidados, como lodos ativados, lagoas de estabilização e reatores anaeróbios. Apesar da alta eficiência de tratamento para parâmetros orgânicos, as concentrações de nutrientes não têm uma alta remoção. Um sistema complementar para polimento do efluente e tratamento de nutrientes pode ser aplicado, tal como uma lagoa de lemnas.

O sistema apresenta uma vida útil relativamente extensa, pois demanda limpeza em um horizonte de 10 a 15 anos. No entanto, não há indícios de que é necessária uma troca do material do leito filtrante, mas apenas da retirada do lodo acumulado ao longo dos anos.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12208**: Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

BERNAL, D.P., RESTREPO, I. **Key issues for decentralization in municipal wastewater treatment**. 12th edition of the World Wide Workshop for Young Environmental Scientists (WWW-YES-2012) - Urban waters: resource or risks?, May 2012.

BOUTIN, C., LIÉNARD, A., 2003. **Constructed wetlands for wastewater treatment: the French experience**. In: 1st International Seminar on the Use of Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment in Constructed Wetlands, 5–10 May, Lisbon, Portugal.

BRIX, H. Do macrophytes play a role in constructed treatment wetlands? **Water Science and Technology**, v.35, p.11-17, 1997.

CHARAZENC, F., MERLIN, G. Influence of surface layer on hydrology and biology of gravel bed vertical flow constructed wetlands. **Water Science and Technology**, v.51, p.91–97, 2000.

COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO. **NTS 025**: Projeto de redes coletores de esgoto. 1 ed. São Paulo: SABESP, 2012.

COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO. **NTS 181**: Dimensionamento do ramal predial de água, cavalete e hidrômetro - Primeira ligação. 1 ed. São Paulo: Sabesp, 2012.

COOPER, P. F.; JOB, G. D.; GREEN, M.B.; SHUTES, R. B. E. **Reed Beds and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment**. Swindon: WRc plc. 184 p., 1996

COTA, R. S. **Hidrodinâmica e desempenho de filtros verticais com alimentação em pulso, plantados e não plantados, empregados no tratamento de esgoto sanitário bruto**. 2011. 193 f. Tese (Doutorado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

DE PAOLI, A. C., VON SPERLING, M. Avaliação das condições hidrodinâmicas de wetlands construídos de escoamento horizontal subsuperficial. **Gesta**, v.1, p.213-222, 2013

GESAD – Grupo de Estudos em Saneamento Descentralizado. Disponível em: <<http://gesad.ufsc.br/>>. Acesso em: 15 nov. 2015.

GOOGLE MAPS. **Google**. Disponível em <<http://maps.google.com/>>. Acesso em: 20 nov. 2015

GOOGLE MAPS. **Topographic map**. Disponível em: <<http://pt-br.topographic-map.com/>>. Acesso em: 20 nov. 2015

JORDAO, E.P.; PESSÔA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos**. 3 ed. ABES, 1995. 681p.

KADLEC, R. H.; WALLACE, S. D. **Treatment Wetlands**. 2 ed. Boca Raton: Crc Press, 2009.

KANTAWANICHKUL, S., KLADPRASERT, S., BRIX, H. Treatment of high-strength wastewater in tropical vertical flow constructed wetlands planted with *Typha angustifolia* and *Cyperus involucratus*. **Ecological Engineering**, v.35(2), p.238–247, 2009

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/>>. Acesso em: 08 nov. 2015.

MOLLE, P., LIÉNARD, A., BOUTIN, C., MERLIN, G., & IWEMA, a. How to treat raw sewage with constructed wetlands: An overview of the French systems. **Water Science and Technology**, v.51, p.11–21, 2005.

MOLLE, P., LIÉNARD, A., GRASMICK, A., IWENA, A. Effect of reeds and feeding operations on hydraulic behaviour of vertical flow constructed wetlands under hydraulic overloads. **Water Research**, v. 40, p.606–612, 2006.

MOLLE, P. French vertical flow constructed wetlands: a need of a better understanding of the role of the deposit layer. **Water Science & Technology**, v. 69, p.106-112, 2014.

NOVA TRENTO. Plano Diretor Participativo do Município de Nova Trento. Lei complementar N° 266. Nova Trento: Prefeitura de Nova Trento, 2009

PAING, J., GUILBERT, A., GAGNON, V., & CHARAZENC, F. Effect of climate, wastewater composition, loading rates, system age and design on performances of French vertical flow constructed wetlands: A survey based on 169 full scale systems. **Ecological Engineering**, v.80, p.46–52, 2015

PHILIPPI, L. S.; SEZERINO, P. H. **Aplicação de sistemas tipo wetlands no tratamento de águas residuárias: utilização de filtros plantados com macrófitas**. 1º ed. Florianópolis. 144 p., 2004

PLATZER, C. Design recommendations for subsurface flow constructed wetlands for nitrification and denitrification. **Water Science and Technology**, v.40, p.257–263, 1999

PROST-BOUCLE, S., MOLLE, P. Recirculation on a single stage of vertical flow constructed wetland: Treatment limits and operation modes. **Ecological Engineering**, v.43, p.81–84, 2012.

SAMSÓ, R., GARCÍA, J., MOLLE, P., FORQUET, N. Modelling bioclogging in variably saturated porous media and the interactions between surface/subsurface flows: Application to Constructed Wetlands. **Journal of Environmental Management**, v.165, p.271–279, 2015.

SILVEIRA, D. D., BELLI FILHO, P., PHILIPPI, L. S., KIM, B., MOLLE, P. (2015). Influence of partial saturation on total nitrogen removal in a single-stage French constructed wetland treating raw domestic wastewater. **Ecological Engineering**, v.77, p.257–264, 2015.

SNIS - Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento. **Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos 2013**. Disponível em : <<http://www.snis.gov.br/>>. Acesso em: 25 nov. 2015.

STEFANAKIS, A., AKRATOS, C. S., TSIHRINTZIS, V. **Vertical Flow Constructed Wetlands**. 1. ed. Amsterdam: Elsevier, 2014

TREIN, C. M. **Monitoramento de sistemas descentralizados de wetlands construídos de fluxo vertical aplicados no tratamento avançado de esgotos**. 2015. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

TSUTIYA, M. T. **Abastecimento de água**. 4. Ed. São Paulo: Departamento

de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. 643p.

TSUTIYA, M. T., ALEM SOBRINHO, P. **Coleta e transporte de esgoto sanitário**. 3. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2011. 547 p.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY – **USE-PA**. Integration of decentralized wastewater management Concepts into an urban “centralized” infrastructure in Mobile, Alabama. Final report. Unites Stats Environmental Protection Agency, EUA, 1998.

UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE – **USDA**. Technical notes – Constructed Wetland system. Boise, Idaho. United States Department of agriculture, EUA, 2007.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 2 ed. UFMG, 1995. 243p.

VON SPERLING, M. **Wastewater characteristics, treatment and disposal**. 1 ed. IWA, 2008, 292p.

VYMAZAL, J. Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. **Water**, v.2, p.530–549, 2010.

WATER UK. Disponível em: < <http://www.water.org.uk/>>. Acesso em: 20 nov. 2016.