

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS

**AVALIAÇÃO HIDRÁULICA DE LEITOS DE
FLUXO VERTICAL PLANTADOS E NÃO
PLANTADO EM ESCALA DE
DEMONSTRAÇÃO**

Rodolfo Carvalho Salgado Penido

Belo Horizonte

2009

**AVALIAÇÃO HIDRÁULICA DE LEITOS DE FLUXO
VERTICAL PLANTADOS E NÃO PLANTADO EM
ESCALA DE DEMONSTRAÇÃO**

Rodolfo Carvalho Salgado Penido

Rodolfo Carvalho Salgado Penido

**AVALIAÇÃO HIDRÁULICA DE LEITOS DE FLUXO
VERTICAL PLANTADOS E NÃO PLANTADO EM
ESCALA DE DEMONSTRAÇÃO:**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Saneamento

Linha de Pesquisa: Tratamento de Águas Residuárias

Orientador: Marcos von Sperling

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2009

Penido, Rodolfo Carvalho Salgado

P411a Avaliação hidráulica de leitos de fluxo vertical plantados e não-plantado em escala de demonstração [manuscrito] / Rodolfo Carvalho Salgado Penido – 2009.
117 f.: il.

Orientador: Marcos von Sperling

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos. Inclui bibliografia.

1. Tratamento de esgotos. 2. Saneamento. 3. Águas residuais. 4. Wetlands de Fluxo Vertical. 5. Leitos de Fluxo Vertical. 6. Avaliação Hidráulica. 7. Testes com Traçadores. 8. Hidrogramas de Vazão. I. Von Sperling, Marcos. II. Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental III. Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos. IV. Título.

CDU: 574.63 (043.3)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos

Av. Contorno 842 – 7º andar 30110-060 Belo Horizonte – BRASIL

Tel: 55 (31) 3238-1882 Fax: 55 (31) 3238-1882 posgrad@desa.ufmg.br

www.smarh.eng.ufmg.br


FOLHA DE APROVAÇÃO

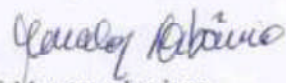
Avaliação Hidráulica de Leitos de Fluxo Vertical Plantados
e não Plantados em Escala de Demonstração

RODOLFO CARVALHO SALGADO PENIDO

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:


Prof. MARCOS VON SPERLING


Prof. CARLOS AUGUSTO DE LEMOS CHERNICHARO



Prof. MARCELO LIBÂNIO


PESQ. MARTIN SEIDL

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH

Prof. Mauro da Cunha Naghettini
Coordenador

Versão Final aprovada por



Prof. Marcos von Sperling
Orientador

Belo Horizonte, 11 de setembro de 2009.

A toda a minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela oportunidade de desenvolver este trabalho e por ter me enviado forças nos momentos mais difíceis de minha vida e me permitido prosseguir.

Ao meu orientador e professor desde a graduação, Marcos, pela oportunidade, pelo apoio sempre solícito, pelas novas idéias e coordenação a cada momento durante esses dois anos e seis meses de convivência enriquecedora.

Aos meus pais, Charles e Neusa, meus irmãos Marília e Rodrigo, e a toda minha família pela compreensão e pelo apoio incondicional em todos os momentos.

Às minhas tias Denise e Neuma pela consideração e apoio constante no desenvolvimento deste trabalho.

A todos os novos colegas e amigos cuja origem envolve alguma das etapas do mestrado.

Aos professores do programa, pela dedicação e empenho em formar não só grandes profissionais, mas profissionais de alta capacidade e responsabilidade social.

À COPASA, em especial aos funcionários da ETE-Arrudas, sempre abertos a auxiliar no desenvolvimento das pesquisas realizadas no CePTS.

Ao senhor Raimundo pelo constante apoio em todos os momentos no CePTS, em especial pelos momentos de novas idéias e seu entusiasmo em ajudar no desenvolvimento da parte experimental das pesquisas.

Ao projeto Vida no Vale (SEPLAG e FUNDEP) pelo financiamento das obras de construção do sistema e ao apoio da FUNASA, do PROSAB, da FAPEMIG, do CNPq e da CAPES.

Aos colegas do IGAM e da FEAM, em especial a Célia Fróes, ao Francisco Fonseca e ao José Cláudio, por todos os momentos de compreensão em minhas ausências e incondicional apoio e estímulo ao desenvolvimento deste trabalho.

A todos aqueles que diretamente ou indiretamente contribuíram para a realização deste

i

trabalho das mais diversas formas.

RESUMO

Foi realizada avaliação hidráulica de um sistema composto por três leitos de fluxo vertical de primeiro estágio operados em paralelo para o tratamento de uma alíquota (para 100 habitantes) do esgoto bruto gerado na cidade de Belo Horizonte, localizada no Brasil. Uma unidade foi plantada com taboas (*Typha latifolia*), outra com tíftons (*Tifton-85*) e a terceira foi mantida sem plantas. Foram elaborados hidrogramas de vazão e testes com traçadores para a análise do comportamento hidráulico das unidades.

Os resultados obtidos indicaram forte tendência das unidades ao regime hidráulico de mistura completa. Detectou-se grande dispersão nas unidades, além da presença de curtos-circuitos e zonas mortas. A não saturação dos leitos, mesmo durante a passagem da lâmina d'água foi confirmada para as três unidades. Foram destacadas as influências do regime de dosagem, do período de repouso e da presença das plantas para a modelagem do comportamento hidráulico das unidades.

O presente trabalho reforça a aptidão destes sistemas para a aplicação em pequenas comunidades, uma vez que esses sistemas são capazes de atender a rigorosos requisitos de desempenho em termos de matéria orgânica e sólidos em suspensão, mesmo com a ausência do segundo estágio de leitos, com baixos custos per capita e simplicidade de operação e manutenção.

ABSTRACT

Hydraulic evaluation of a system composed by three vertical flow constructed wetlands of first stage operated in parallel was accomplished for the treatment of part (100 inhabitants) of raw sewage generated in the city of Belo Horizonte, Brazil. A unit was planted with cattails (*Typha latifolia*), another with tiftons (*Tifton-85*) and the third one was maintained without plants. Discharge hydrographs and tracer tests were undertaken for the analysis of the hydraulic behavior of the units.

The obtained results indicated a strong tendency of the units to the complete mixture hydraulic regime. A great dispersion was detected in the units besides the presence of flow short circuiting and dead zones. The non saturation of the beds, even during the passage of the sheet of water was confirmed for all three units. It was highlighted the influence of the dosage regime, of the rest period and of the presence of the plants for the modeling of the hydraulic behavior of the units.

The present work reinforces the aptitude of these systems for the application in small communities, once those systems are capable to comply with to rigorous performance requirements in terms of organic matter and suspended solids, even with the absence of the second stage of beds, with low per capita equivalent costs and simplicity of operation and maintenance.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE TABELAS	IX
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	X
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	5
3 REVISÃO DE LITERATURA.....	6
3.1 WETLANDS NATURAIS E WETLANDS CONSTRUÍDAS	6
3.2 WETLANDS CONSTRUÍDAS – APLICABILIDADE	8
3.3 TIPOS DE WETLANDS CONSTRUÍDAS	8
3.4 LEITOS DE FLUXO VERTICAL	11
3.4.1 <i>Leitos de Fluxo Vertical Descendente Intermitente em Pulso</i>	11
3.4.2 <i>Leitos de Fluxo Vertical Descendente Intermitente Não-Saturado</i>	12
3.4.3 <i>Leitos de Fluxo Vertical Ascendente ou Descendente Contínuo Saturado</i>	12
3.4.4 <i>Leitos de Fluxo Vertical Intermitente com Ciclos de Enchimento e Esvaziamento</i>	13
3.5 LEITOS DE FLUXO VERTICAL DESCENDENTE INTERMITENTE EM PULSO.....	13
3.6 O SISTEMA FRANCÊS DE LEITOS DE FLUXO VERTICAL	15
3.6.1 <i>Aspectos Gerais</i>	15
3.6.2 <i>Dimensionamento</i>	18
3.6.3 <i>Composição dos Filtros</i>	19
3.6.4 <i>Aplicação do Esgoto Bruto</i>	20
3.6.5 <i>Primeiro Estágio de Leitos</i>	21
3.6.6 <i>Segundo Estágio de Leitos</i>	22
3.6.7 <i>Sistema de Distribuição</i>	22
3.6.8 <i>Colmatção</i>	23
3.6.9 <i>Mineralização</i>	25
3.6.10 <i>Aeração</i>	25
3.6.11 <i>Volumes e Frequência de Aplicação de Bateladas</i>	27
3.6.12 <i>Taxas de Infiltração</i>	28
3.6.13 <i>Presença de Plantas</i>	29
3.6.13.1 <i>Plantas Emergentes</i>	30
3.6.13.2 <i>Typha latifolia</i>	33
3.6.13.3 <i>Tifton-85</i>	34
3.7 CARACTERIZAÇÃO HIDRODINÂMICA COM TRAÇADORES	35
3.7.1 <i>Distribuição dos Tempos de Detenção</i>	36
3.7.2 <i>Efeito do Regime de Dosagem</i>	37
3.7.3 <i>Desvios em Relação à Idealidade</i>	38
3.7.4 <i>Avaliação de Desvios em Relação à Idealidade</i>	40
3.7.5 <i>Fundamentos do Escoamento Não Ideal - Modelagem</i>	42
3.7.5.1 <i>Curva DTD</i>	42
3.7.5.2 <i>Função Pulso</i>	43
3.7.6 <i>Análise do Desempenho Hidráulico</i>	45
3.8 NOÇÕES DE CONDUTIVIDADE ELÉTRICA	48
3.9 PESQUISAS COMPLEMENTARES	50
4 MATERIAL E MÉTODOS	52
4.1 PROPOSTA INICIAL.....	52
4.2 ALTERAÇÃO DA PROPOSTA	58
4.3 ASPECTOS INICIAIS	58
4.4 ORIGEM DO AFLUENTE	60
4.5 CAIXA DE ALIMENTAÇÃO	60
4.6 ASPECTOS CONSTRUTIVOS.....	61
4.6.1 <i>Dimensionamento do Sistema</i>	61
4.6.2 <i>Espécies Vegetais</i>	62
4.6.3 <i>Material de Preenchimento</i>	63

4.6.4	<i>Ensaio Granulométrico</i>	64
4.7	ASPECTOS OPERACIONAIS	65
4.7.1	<i>Alternância de Leitos em Repouso e em Carga</i>	65
4.7.2	<i>Intermitência ao Longo do Dia</i>	65
4.8	LIMITAÇÕES DESTE TRABALHO	65
4.8.1	<i>Ausência dos Leitos de 2º Estágio</i>	66
4.8.2	<i>Estado de crescimento das plantas no momento de realização dos testes</i>	66
4.8.3	<i>Dificuldades de Monitoramento e formato dos gráficos de resultados</i>	67
4.9	AVALIAÇÃO HIDRÁULICA	70
4.9.1	<i>Calibração dos Sensores</i>	74
4.9.2	<i>Composição de Hidrogramas de Vazão</i>	74
4.9.3	<i>Composição dos Testes Hidrodinâmicos</i>	76
4.9.4	<i>Avaliação da Eficiência Volumétrica</i>	77
4.10	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS	78
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	80
5.1	COMPOSIÇÃO DOS HIDROGRAMAS	80
5.1.1	<i>Avaliação da Variação do Volume na Unidade de Controle</i>	80
5.1.2	<i>Composição das Unidades Plantadas e a Não Plantada</i>	82
5.1.3	<i>Avaliação da Seqüência de Picos de Bateladas</i>	87
5.2	COMPOSIÇÃO DOS TESTES HIDRODINÂMICOS	89
5.2.1	<i>Análise do Desempenho Hidráulico</i>	89
5.2.1.1	<i>Tabulação dos Resultados</i>	89
5.2.1.2	<i>Definições dos Termos e Parâmetros Mais Utilizados para Análise do Desempenho Hidráulico</i>	91
5.2.2	<i>Avaliação da Variação do Volume na Unidade de Controle</i>	91
5.2.3	<i>Comparação das Unidades Plantadas e a Não Plantada</i>	96
5.2.4	<i>Avaliação da Seqüência de Bateladas</i>	100
5.2.4.1	<i>Série Histórica de Bateladas</i>	100
5.2.4.2	<i>Sobreposição dos Picos de Vazão e CE</i>	102
5.2.5	<i>Avaliação da Eficiência Volumétrica</i>	103
5.2.5.1	<i>Comparação entre as Unidades Plantadas e a Não Plantada</i>	103
5.2.5.2	<i>Avaliação da Variação de Volume Aplicado na Unidade de Controle</i>	105
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	106
6.1	CONCLUSÕES	106
6.2	RECOMENDAÇÕES	107
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 – WETLAND HORIZONTAL DE FLUXO SUB-SUPERFICIAL	09
FIGURA 3.2 – WETLAND HORIZONTAL DE FLUXO SUPERFICIAL	10
FIGURA 3.3 – LEITOS DE FLUXO VERTICAL	11
FIGURA 3.4 – ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DOS LEITOS DE FLUXO VERTICAL, MODELO FRANCÊS	17
FIGURA 3.5 – ESQUEMA DE ALTERNÂNCIA DOS LEITOS DE FLUXO VERTICAL, MODELO FRANCÊS	17
FIGURA 3.6 – TABOA	33
FIGURA 3.7 – CAPIM <i>Tifton-85</i>	34
FIGURA 3.8 – FLUXOGRAMA DO EFEITO GLOBAL DO REGIME DE DOSAGEM UTILIZADO.....	38
FIGURA 3.9 – ESCOAMENTO NÃO IDEAL: FORMAÇÃO DE ZONAS MORTAS E CAMINHOS PREFERENCIAIS ...	39
FIGURA 3.10 – TERMOS MAIS UTILIZADOS NOS TESTES COM TRAÇADORES (FUNÇÃO PULSO)	46
FIGURA 4.1 – ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DO SISTEMA Nº1.....	53
FIGURA 4.2 – SISTEMA Nº1 COM AS PLACAS À MOSTRA	53
FIGURA 4.3 - SISTEMA Nº1 NO MODO DE OPERAÇÃO	54
FIGURA 4.4 – ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DO SISTEMA Nº2.....	55
FIGURA 4.5 – SISTEMA Nº2 DETIDO PELO BATENTE.....	55
FIGURA 4.6 – SISTEMA Nº2 APÓS FORMAÇÃO DO VÓRTICE	56
FIGURA 4.7 – ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DO SISTEMA COMPOSTO POR VÁLVULA SOLENÓIDE E DOIS SENSORES DE NÍVEL	57
FIGURA 4.8 – VÁLVULA SOLENÓIDE TESTADA NO CENTRO DE PESQUISA E TREINAMENTO EM SANEAMENTO – CePTS	57
FIGURA 4.9 – BOMBA DO TIPO NEMO.....	58
FIGURA 4.10 – CePTS NA ETE ARRUDAS.....	59
FIGURA 4.11 - VISTA GERAL DO CePTS	59
FIGURA 4.12 – CePTS, DESTACADA A ESCALA PILOTO DOS LEITOS DE FLUXO VERTICAL	60
FIGURA 4.13 – ESQUEMA GERAL DAS UNIDADES IMPLANTADAS	61
FIGURA 4.14 – VISTA DAS UNIDADES CONSTRUÍDAS, ANTES DO PLANTIO	62
FIGURA 4.15 – DISPOSIÇÃO DAS CAMADAS	64
FIGURA 4.16 – <i>Tifton-85</i> NO MOMENTO DO INÍCIO DOS ENSAIOS	66
FIGURA 4.17 – TABOA NO MOMENTO DO INÍCIO DOS ENSAIOS	67
FIGURA 4.18 – VISUALIZAÇÃO DO CONDUTIVÍMETRO. NO DETALHE A HASTE METÁLICA	68
FIGURA 4.19 – SOBREPOSIÇÃO DOS PICOS DE VAZÃO E CE	69
FIGURA 4.20 – FORMA DE MEDIÇÃO DE CE.....	70
FIGURA 4.21 – SONDA COM SENSOR DE PRESSÃO.....	71
FIGURA 4.22 – SONDA COM SENSOR DE CONDUTIVIDADE	71
FIGURA 4.23 – SISTEMA DE DRENAGEM A O LONGO DO COMPRIMENTO DA UNIDADE (EM CORTE).....	72
FIGURA 4.24 – SENSOR DE PRESSÃO INSTALADO PARA A MEDIÇÃO DE NÍVEL D'ÁGUA (VISTO DO TOPO)	72
FIGURA 4.25 – CORTE ESQUEMÁTICO DE UM VERTEDOR CIRCULAR	73

FIGURA 4.26 – SENSOR CONDUTIVÍMETRO INSTALADO PARA MEDIÇÃO DE CONDUTIVIDADE (VISTO DO TOPO)	73
FIGURA 4.27 – ESQUEMA DO SENSOR CONDUTIVÍMETRO INSTALADO	74
FIGURA 5.1 – DISTRIBUIÇÃO DOS VOLUMES E DOS PERCENTUAIS RECUPERADOS – UNIDADE COM TABOA	84
FIGURA 5.2 – DISTRIBUIÇÃO DOS VOLUMES E DOS PERCENTUAIS RECUPERADOS ACUMULADOS – UNIDADE COM TABOA	84
FIGURA 5.3 – DISTRIBUIÇÃO DOS VOLUMES E DOS PERCENTUAIS DE VOLUME RECUPERADOS – UNIDADE COM TÍFTON-85	85
FIGURA 5.4 – DISTRIBUIÇÃO DOS VOLUMES E DOS PERCENTUAIS RECUPERADOS ACUMULADOS – UNIDADE COM TÍFTON-85	85
FIGURA 5.5 – DISTRIBUIÇÃO DOS VOLUMES E DOS PERCENTUAIS DE VOLUME RECUPERADOS – UNIDADE DE CONTROLE.....	86
FIGURA 5.6 – DISTRIBUIÇÃO DOS VOLUMES E DOS PERCENTUAIS RECUPERADOS ACUMULADOS – UNIDADE DE CONTROLE.....	86
FIGURA 5.7 – COMPARAÇÃO ENTRE OS PERCENTUAIS DE VOLUME DRENADO – PARA AS 3 UNIDADES.....	87
FIGURA 5.8 – SÉRIE HISTÓRICA DOS PICOS DE VAZÃO – UNIDADE DE CONTROLE	88
FIGURA 5.9 – SÉRIE HISTÓRICA DOS PICOS DE VAZÃO – UNIDADE COM TABOA	89
FIGURA 5.10 – CURVA DE PADRÕES HIDRODINÂMICOS (RELAÇÃO ENTRE CONCENTRAÇÃO E CE).....	90
FIGURA 5.11 – CE E CONCENTRAÇÕES DE STD PARA 530 L.....	92
FIGURA 5.12 – CE E CONCENTRAÇÕES DE STD PARA 940 L	92
FIGURA 5.13 – E (T) E F (T) (530 L)	93
FIGURA 5.14 – E (T) E F (T) (940 L)	94
FIGURA 5.15 – CE E CONCENTRAÇÕES DE STD PARA A UNIDADE DE CONTROLE	96
FIGURA 5.16 – E (T) E F (T) PARA A UNIDADE DE CONTROLE	97
FIGURA 5.17 – CE E CONCENTRAÇÕES DE STD PARA A UNIDADE PLANTADA COM TABOA.....	97
FIGURA 5.18 – E (T) E F (T) PARA A UNIDADE PLANTADA COM TABOA	98
FIGURA 5.19 – CE E CONCENTRAÇÕES DE STD PARA A UNIDADE PLANTADA COM TÍFTON-85	98
FIGURA 5.20 – E (T) E F (T) PARA A UNIDADE PLANTADA COM TÍFTON-85	99
FIGURA 5.21 – SÉRIE HISTÓRICA DE PICOS DE CONDUTIVIDADE ELÉTRICA (UNIDADE COM TABOA).....	101
FIGURA 5.22 – SÉRIE HISTÓRICA DE PICOS DE CONDUTIVIDADE ELÉTRICA (UNIDADE DE CONTROLE) ...	102
FIGURA 5.23 – SOBREPOSIÇÃO DOS PICOS DE VAZÃO E CE (TABOA)	102
FIGURA 5.24 – SOBREPOSIÇÃO DOS PICOS DE VAZÃO E CE (CONTROLE)	103

LISTA DE TABELAS

TABELA 1.1 –NÚMERO DE MUNICÍPIOS DE MG E MUNICÍPIOS QUE POSSUEM TRATAMENTO DO ESGOTO DOMÉSTICO GERADO POR FAIXAS DE POPULAÇÃO	02
TABELA 3.1 –RECOMENDAÇÕES DE MOLLE <i>et. al.</i> (2005) PARA O SISTEMA FRANCÊS	19
TABELA 3.2 –CONFIGURAÇÃO E PERFIL DOS LEITOS DE FLUXO VERTICAL.....	20
TABELA 3.3 –FAIXAS DE CARGA APLICADA PARA LEITOS DE FLUXO VERTICAL DESCENDENTE INTERMITENTE EM PULSO	25
TABELA 3.4 –AVALIAÇÃO DO GRAU DE DISPERSÃO	47
TABELA 4.1 –TAXAS UTILIZADAS PARA DIMENSIONAMENTO DOS LEITOS DE FLUXO VERTICAL	61
TABELA 4.2 –VALORES OBTIDOS NO DIMENSIONAMENTO DOS LEITOS	62
TABELA 4.3 –MATERIAL DE PREENCHIMENTO UTILIZADO.....	63
TABELA 4.4 –ENSAIO GRANULOMÉTRICO - PARÂMETROS CALCULADOS	64
TABELA 4.5 –COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA	65
TABELA 5.1 –PERCENTUAL DE SAÍDA DE ÁGUA EM RELAÇÃO AO VOLUME APLICADO – CONTROLE, 530 L	81
TABELA 5.2 –PERCENTUAL DE SAÍDA DE ÁGUA EM RELAÇÃO AO VOLUME APLICADO – CONTROLE, 940 L	81
TABELA 5.3 –PERCENTUAL DE SAÍDA DE ÁGUA EM RELAÇÃO AO VOLUME APLICADO – TABOA, 940 L... ..	82
TABELA 5.4 –PERCENTUAL DE SAÍDA DE ÁGUA EM RELAÇÃO AO VOLUME APLICADO – <i>TÍFTON-85</i> , 940 L	83
TABELA 5.5 –VALORES UTILIZADOS PARA CÁLCULO DOS PARÂMETROS DE INTERPRETAÇÃO DOS TESTES HIDRODINÂMICOS	94
TABELA 5.6 –PARÂMETROS UTILIZADOS PARA AVALIAÇÃO HIDRÁULICA DOS RESULTADOS DOS TESTES HIDRODINÂMICOS	94
TABELA 5.7 –VALORES DE REFERÊNCIA PARA AVALIAÇÃO HIDRÁULICA DOS PARÂMETROS RESULTANTES DOS TESTES HIDRODINÂMICOS	95
TABELA 5.8 –VALORES UTILIZADOS PARA CÁLCULO DOS PARÂMETROS	99
TABELA 5.9 –PARÂMETROS UTILIZADOS PARA AVALIAÇÃO HIDRÁULICA.....	99
TABELA 5.10 – VARIACÃO DA EFICIÊNCIA VOLUMÉTRICA (UNIDADES PLANTADAS E NÃO PLANTADAS)	104
TABELA 5.11 – VARIACÃO DA EFICIÊNCIA VOLUMÉTRICA (VOLUMES DISTINTOS, UNIDADE: CONTROLE)	105

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A	ÁREA
ACREÇÃO	PROCESSO PELO QUAL O TAMANHO DE ALGO AUMENTA GRADUALMENTE DEVIDO À ADIÇÃO CONSTANTE DE PARTES MENORES
C_{PULSO}	CURVA DE CONCENTRAÇÕES DE SAÍDA DA APLICAÇÃO EM PULSO DO TRAÇADOR
CE	CONDUTIVIDADE ELÉTRICA
CEMAGREF	INSTITUTO DE PESQUISA LOCALIZADO NA FRANÇA FOCADO EM QUESTÕES DE GESTÃO DO SOLO ASSIM COMO NAS DE RECURSOS HÍDRICOS E EM TECNOLOGIA AGRÍCOLA
CePTS	CENTRO DE PESQUISA E TREINAMENTO EM SANEAMENTO
C_i	CONCENTRAÇÃO NO TEMPO T
COPASA	COMPANHIA DE SANEAMENTO DE MINAS GERAIS
CU	COEFICIENTE DE UNIFORMIDADE
d	DIAS
D	DIÂMETRO DA TUBULAÇÃO
d₁₀	DIÂMETRO EFETIVO É A ABERTURA DA PENEIRA QUE PERMITE A PASSAGEM ACUMULADA DE 10% DA AMOSTRA CONSIDERADA, OU SEJA, É O TAMANHO DOS GRÃOS AB AIXO DO QUAL FICAM 10% DA MASSA TOTAL DA AMOSTRA
DBO	DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO
Δt_i	INTERVALO DE TEMPO
DESA	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL DA UFMG
DQO	DEMANDA QUÍMICA DE OXIGÊNIO
DTD	DISTRIBUIÇÃO DOS TEMPOS DE DETENÇÃO
e_v	EFICIÊNCIA VOLUMÉTRICA
$E(t)$	CURVA DE DISTRIBUIÇÃO DOS TEMPOS DE DETENÇÃO NORMALIZADA
ETE	ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS
FEAM	FUNDAÇÃO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE
H₂SiF₆	ÁCIDO FLUORSILÍCICO
IDM	ÍNDICE DE DISPERSÃO DE MORRIL

IGAM	INSTITUTO MINEIRO DE GESTÃO DAS ÁGUAS
k	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA
LiCl	CLORETO DE LÍCIO
NaCl	CLORETO DE SÓDIO (SAL DE COZINHA, COMERCIALMENTE DISPONÍVEL)
NTK	NITROGÊNIO TOTAL KJELDAHL
pH	POTENCIAL HIDROGENIÔNICO
PR	PERCENTUAL RECUPERADO
Q	VAZÃO
r²	COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO ENTRE DUAS OU MAIS VARIÁVEIS
rodamine WT	TRAÇADOR FLUORESCENTE
SESC PANTANAL	ESTÂNCIA ECOLÓGICA SITUADA NOS MUNICÍPIOS MATO-GROSSENSES DE POCONÉ E BARÃO DE MELGAÇO
SF₆	HEXAFLUORETO DE ENXOFRE
σ²	VARIÂNCIA
SS	SÓLIDOS SUSPENSOS
t	TEMPO DE DETENÇÃO REAL PARA CÁLCULO DA EFICIÊNCIA VOLUMÉTRICA
\bar{t}	TEMPO MÉDIO
T DQO	TAXA DE APLICAÇÃO DE DQO
T NTK	TAXA DE APLICAÇÃO DE NTK
T SS	TAXA DE APLICAÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS
T₁₀	TEMPO NO QUAL 10% DO TRAÇADOR JÁ PASSARAM PELA UNIDADE (TEMPO QUE REPRESENTA 10% DA ÁREA SOB A CURVA DE PERCENTUAIS ACUMULADOS)
T₉₀	TEMPO NO QUAL 90% DO TRAÇADOR JÁ PASSARAM PELA UNIDADE (TEMPO QUE REPRESENTA 90% DA ÁREA SOB A CURVA DE PERCENTUAIS ACUMULADOS)
TAH	TAXA DE APLICAÇÃO HIDRÁULICA
TAHI	TAXA DE APLICAÇÃO HIDRÁULICA INSTANTÂNEA
TDH	TEMPO DE DETENÇÃO HIDRÁULICA
Ti	TEMPO NO QUAL O TRAÇADOR COMEÇA A APARECER
Tm	TEMPO MÉDIO DE DETENÇÃO HIDRÁULICA

TMP	TEMPO MÉDIO DE PERMANÊNCIA
tn	TEMPO DE DETENÇÃO NOMINAL PARA CÁLCULO DA EFICIÊNCIA VOLUMÉTRICA
Tp	TEMPO NO QUAL A CONCENTRAÇÃO DE PICO DO TRAÇADOR É OBSERVADA
UFMG	UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
V	VOLUME
WFS	WETLANDS DE FLUXO SUPERFICIAL
WFSS	WETLANDS DE FLUXO SUB-SUPERFICIAL
WFV	WETLANDS DE FLUXO VERTICAL

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos observou-se um grande desenvolvimento no setor de saneamento com avanços tecnológicos que possibilitaram projetos de sistemas com grande eficiência para o tratamento de efluentes. No entanto, estas tecnologias são voltadas, em grande parte, para o tratamento de grandes volumes de esgotos, principalmente em grandes centros urbanos. Apesar do grande esforço realizado pelo PROSAB – Programa de Pesquisas em Saneamento Básico, não são muitas as iniciativas que propõem o desenvolvimento ou a adaptação de tecnologias voltadas às condições reais de parte da população brasileira que vive distante dos grandes centros, em pequenas comunidades ou em comunidades rurais, com poucos recursos e difícil acesso à informação (MAZZOLA, 2003).

Embora haja várias conceituações, uma pequena comunidade pode ser entendida como uma comunidade com a população de até 1.000 habitantes. As pequenas comunidades, pela sua própria geografia e desenvolvimento, têm uma série de problemas que tornam a prestação de serviços de água e esgoto uma difícil tarefa. Deve-se, então, considerar modelos de gestão que incluam estações de tratamento de esgotos que são adequadas para residências individuais, grupos de casas, e as pequenas comunidades (METCALF & EDDY, 1991).

Os principais problemas citados estão relacionados ao atendimento a rigorosos requisitos de desempenho, aos altos custos per capita, à limitada capacidade de financiamento, aos orçamentos limitados para a operação e à constante necessidade de manutenção dos sistemas (METCALF & EDDY, 1991).

No Estado de Minas Gerais, por exemplo, destaca-se que 51% dos municípios estão inseridos no grupo dos municípios que apresentam população urbana abaixo de 5.000 habitantes. Destes, apenas 12% apresentam sistema de tratamento de esgotos domésticos gerados no próprio município, conforme tabela 1.1.

Neste contexto de processos simplificados que atendem a pequenas comunidades inserem-se as *wetlands*. As *wetlands* têm sido usadas há pelo menos 90 anos para a disposição de águas residuárias, sendo a maioria das disposições em *wetlands* naturais. Os estudos sobre a utilização de *wetlands* construídas para tratamento de águas residuárias começaram na década de 1950 no Instituto Max Planck, na Alemanha. Novos esforços de pesquisa e investigação foram efetuados pelos EUA para seu desenvolvimento nas décadas de 1970 e 1980. Alguns

sistemas foram instalados na década de 1970 com um número crescente na década de 1980. A década de 1990 viu um grande aumento no número destes sistemas assim como a sua aplicação ampliada para utilização não só para o tratamento de águas residuárias municipais, mas também para as águas de chuva, as residuárias industriais, as de mineração e os efluentes agrícolas (SYLVANE *et. al.*, 2003).

Tabela 1.1 – Número de municípios de MG e municípios que possuem tratamento do esgoto doméstico gerado por faixas de população

PROGRAMA MINAS TRATA ESGOTO - MINAS GERAIS					
População Urbana Abaixo de	Municípios de MG		Municípios com Tratamento		
1000	14	2%	0	0%	
2000	144	17%	15	10%	
5000	433	51%	50	12%	
10000	608	71%	94	15%	
20000	730	86%	126	17%	

Fonte: FEAM, 2009

O processo de tratamento de águas residuárias em um sistema de alagados construídos, cultivados com plantas macrófitas, caracteriza-se como sistema robusto e de baixo custo e grande simplicidade de operação e manutenção. Tais aspectos os tornam bastante apropriados para aplicação em regiões carentes de saneamento básico, adequando-se perfeitamente às condições de países de clima tropical, que possuam áreas disponíveis à sua implantação, como é o caso do Brasil (BRASIL, 2008).

A remoção de poluentes no interior de uma unidade *wetland* ocorre por meio de diversas interações entre sedimentos, substratos, microrganismos, inertes, plantas, atmosfera e esgoto à medida que este se movimenta pelo interior da unidade (BORGES *et. al.*, 2009).

Muitas das reações dependem do tempo de contato entre os constituintes do esgoto, os microrganismos e os substratos associados, uma vez que a velocidade do esgoto pode ser determinante para outros processos de remoção de poluentes, tais como transferência de massa. A existência de curtos-circuitos e zonas mortas reduz significativamente este tempo de contato, assim como a velocidade, podendo prejudicar a eficiência do tratamento (BORGES *et. al.*, 2009).

Pesquisadores passaram a projetar e estudar sistemas *wetlands* construídos que reproduzem de maneira maximizada as funções próprias das *wetlands* naturais. Esses sistemas construídos são conhecidos como *wetlands* construídas (USEPA, 2000) e podem ser agrupados quanto ao tipo de fluxo em três grandes grupos. O grupo das *wetlands* de fluxo horizontal sub-superficial, o grupo das *wetlands* de fluxo horizontal superficial e o grupo das *wetlands* de fluxo vertical (KADLEC & WALLACE, 2008).

Neste contexto, as informações dos sistemas que utilizam macrófitas emergentes associadas ao fluxo vertical indicam boa remoção de sólidos suspensos, DBO, amônia e fósforo. Uma alternância de funcionamento, de maneira a admitir a drenagem da maior parte da unidade, permite um aumento na oxigenação do sistema e acréscimo na sua respectiva eficiência, conforme relatam Hill *et. al.* (1981, *apud* SALATI, 1997).

Entretanto, as variáveis hidráulicas têm importância fundamental no projeto e na operação satisfatória de sistemas *wetlands* de fluxo vertical. Hodgson *et. al.* (2004, *apud* BORGES *et. al.*, 2009), por exemplo, lembram que todos os parâmetros usados no monitoramento da eficiência de *wetlands* são função do tempo de residência hidráulica do sistema. Entretanto, dados sobre o comportamento hidrodinâmico de *wetlands* de fluxo verticais ainda são escassos (BORGES *et. al.*, 2009).

O uso de traçadores tem sido o principal método adotado por engenheiros e cientistas para obtenção de informações acerca dos processos hidráulicos que atuam no interior das *wetlands*, permitindo o monitoramento (acompanhamento) do movimento do esgoto ao longo da unidade. Os resultados dos testes com traçadores fornecem a distribuição dos tempos de detenção no sistema (BORGES *et. al.*, 2009).

A utilização de hidrogramas de vazão permite ainda a avaliação da distribuição temporal dos volumes de efluente drenado do sistema, seus respectivos tempos de permanência no sistema e a identificação do momento em que ocorre a maior taxa de saída e seu valor (TONETTI, 2008).

O termo “*Constructed Wetlands*” é utilizado internacionalmente para identificação do sistema, que no Brasil ainda não tem um único nome. Alguns pesquisadores usam o termo Zonas de Raízes, sendo este traduzido do termo em inglês “*Root Zone*”, muito utilizado na Europa. O termo Terras Úmidas Construídas também é utilizado por alguns pesquisadores.

As *wetlands* de fluxo vertical são internacionalmente conhecidas pelo termo “*Vertical Flow Constructed Wetlands*”. Entretanto, no Brasil são bastante utilizados os termos Leitos Cultivados de Fluxo Vertical, Leitos de Fluxo Vertical e Leitos Filtrantes (MAZZOLA, 2003).

A designação de Leitos de Fluxo Vertical, adotada por parte destes pesquisadores, foi a utilizada no presente trabalho que buscou avaliar o comportamento hidráulico de um sistema de leitos de fluxo vertical em escala de demonstração no Centro de Pesquisa e Treinamento em Saneamento - CePTS do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – DESA da Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG.

Foram avaliadas três unidades: uma plantada com *Typha latifolia*, outra plantada com *Tifton-85* e a terceira sem a utilização de plantas.

2. OBJETIVOS

Avaliar o comportamento hidráulico de um sistema composto por leitos de fluxo vertical em escala de demonstração.

Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho foram:

- Avaliar o comportamento hidráulico de um leito de fluxo vertical para uma mesma taxa de aplicação hidráulica – TAH, variando-se volume e quantidade de bateladas aplicadas por dia;
- Obter a distribuição dos tempos de detenção para avaliação de sistemas distintos (plantado com *Typha latifolia*, plantado com *Tifton-85* e não plantado) quanto à sua aproximação dos regimes hidráulicos ideais de mistura completa e de fluxo em pistão;
- Compor hidrogramas de vazão para avaliação dos tempos médios de permanência do efluente nos distintos sistemas (plantado com *Typha latifolia*, plantado com *Tifton-85* e não plantado).

3. REVISÃO DE LITERATURA

Os leitos de fluxo vertical podem ser divididos em grupos quanto a diversas características, dentre elas o fluxo. O fluxo em um leito de fluxo vertical pode ser descendente ou ascendente, contínuo ou intermitente e ainda executar operações de enchimento e esvaziamento.

O sistema francês opera com fluxo descendente, intermitente e recebe diretamente esgoto bruto em seus leitos de primeiro estágio. Muitos são os problemas que podem ocorrer em um leito de fluxo vertical que trata diretamente esgoto bruto. Há a possibilidade constante de entupimento que pode prejudicar diretamente a aeração do sistema e, por conseguinte seu desempenho de remoção de poluentes. Entretanto a colmatção pode ser evitada através da utilização de plantas e da correta operação e manutenção do sistema.

A avaliação do funcionamento hidráulico das unidades pode ser realizada por meio de parâmetros calculados a partir da composição de hidrogramas de vazão e da realização de testes com traçadores.

3.1 *Wetlands Naturais e Wetlands Construídas*

No Brasil as *wetlands* naturais podem ser facilmente reconhecidas como as várzeas dos rios, os igapós, os banhados, os pântanos, as formações lacustres de baixa profundidade em parte ou no todo, as grandes ou pequenas áreas com lençol freático muito alto, porém nem sempre com floramento superficial, os manguezais, entre outros (SALATI, 1997).

Segundo o Ministério do Meio Ambiente - MMA (2008) encontram-se no Brasil oito áreas de preservação listadas na Convenção Sobre Zonas Úmidas realizada no Brasil em setembro de 1993. São elas a Reserva de Desenvolvimento Sustentado Mamirauá (AM), a Área de Proteção Ambiental da Baixada Maranhense (MA), o Parque Nacional da Lagoa do Peixe (RS), a Área de Proteção Ambiental das Reentrâncias Maranhenses (MA), o Parque Estadual Marinho do Parcel de Manuel Luiz (MA), o Parque Nacional do Araguaia (TO), o Parque Nacional do Pantanal Matogrossense (MT) e a Reserva Particular do Patrimônio Natural do SESC Pantanal.

As *wetlands* naturais muitas vezes têm sido descritas como "os rins do planeta" devido à sua grande capacidade de filtração e remoção dos poluentes contidos nas águas que fluem por sua extensão.

Uma vez constatado tal fato, engenheiros e pesquisadores passaram então a construir e pesquisar sistemas de *wetlands* construídos que reproduzem de maneira maximizada as funções próprias das *wetlands* naturais. Esses sistemas construídos são conhecidos como *wetlands* construídas (USEPA, 2000).

Conforme destacado por Metcalf & Eddy (1991), as *wetlands* construídas oferecem todas as capacidades de tratamento das *wetlands* naturais, entretanto sem as limitações associadas ao tratamento realizado em um ecossistema natural. Segundo Sylvane *et. al.* (2003), as *wetlands* construídas são ainda complexos sistemas integrados nos quais o efluente, as plantas, os animais, os microrganismos e o meio ambiente (sol, meio filtrante e ar) interagem para melhorar a qualidade do efluente.

Se forem devidamente construídos, mantidos e operados, estes sistemas podem efetivamente remover muitos poluentes contidos nas águas residuárias domésticas e industriais (SYLVANE *et. al.*, 2003).

A matéria orgânica biodegradável presente no efluente, seja na forma solúvel ou suspensa, é eliminada através da degradação microbiana. Os microrganismos responsáveis pela degradação estão geralmente associados a biofilmes que se desenvolvem na superfície das partículas do meio filtrante, da vegetação e dos sedimentos. Em geral, os sistemas construídos são concebidos e utilizados para manter as condições aeróbias para que a degradação seja realizada predominantemente por microrganismos aeróbios. Tal diretriz tem fundamento no fato de que a decomposição aeróbia tende a ser mais rápida e completa que a decomposição anaeróbia e, portanto, os potenciais odores associados à degradação anaeróbia seriam evitados.

A capacidade destes sistemas de tratamento para a degradação aeróbia da matéria orgânica é limitada pela transferência de oxigênio para o sistema a partir da atmosfera (METCALF & EDDY, 1991).

O sucesso ou insucesso de um sistema de tratamento composto por unidades *wetlands* está vinculado à criação e manutenção correta das lâminas d'água e dos fluxos. A circulação interna de água nas unidades é um tema fundamental para a compreensão da remoção dos poluentes.

Para os leitos de fluxo vertical, existem outras questões relativas às dimensões do material componente do leito, a condutividade hidráulica e a colmatação (KADLEC & WALLACE, 2008).

Desta maneira os principais parâmetros de projeto para sistemas naturais construídos são o tempo de detenção hidráulica, a profundidade do sistema, a geometria do sistema (largura e comprimento), a taxa de aplicação de sólidos e a taxa de aplicação hidráulica, grandezas dependentes entre si neste tipo de unidade (METCALF & EDDY, 1991; MOLLE *et. al.*, 2006; KADLEC & WALLACE, 2008).

3.2 Wetlands Construídas - Aplicabilidade

As *wetlands* construídas podem ser a melhor alternativa para o tratamento de efluentes nas seguintes situações:

- Em pequenas áreas residenciais, rurais ou pequenas populações urbanas, em que se exclua a possibilidade de conexão com sistemas convencionais de tratamento de esgotos (BRIX, 1994 *apud* VEHOEVEN *et. al.*, 1999);
- Para as estações de tratamento de esgotos que têm de lançar seu efluente em córregos ou bacias relativamente pequenas. Um sistema *wetland* bem concebido é capaz de melhorar ainda mais a qualidade do efluente quanto a nutrientes antes do lançamento.

O projeto e a técnica a serem utilizados dependem das características do efluente a ser tratado, da área disponível e das características finais do efluente a ser produzido (FORQUET, 2009). Deste modo, antes de construir quaisquer sistemas *wetlands* para tratamento de águas residuárias é de primordial importância um bom projeto conceitual para se alcançar uma operação de sucesso. A concepção deve considerar o tipo de água residuária a ser tratada e a taxa de aplicação, as características hidrológicas e climatológicas locais, o meio filtrante e por conseguinte sua granulometria e o tipo de planta a serem utilizados e a manutenção necessária para a operação do sistema (VEHOEVEN *et. al.*, 1999).

3.3 Tipos de Wetlands Construídas

As *wetlands* construídas, após escoarem pelo tratamento preliminar tradicional (gradeamento, medição de vazão e desarenador) podem ser utilizadas como tratamentos primário, secundário e terciário de águas residuárias de origem domiciliar, industrial e provenientes da agricultura,

no tratamento de águas subterrâneas e de águas para reúso, no manejo de lodo, de águas de escoamento superficial e contaminadas com substâncias tóxicas, e na produção de biomassa. (BAVOR *et. al.*, 1995; KADLEC, 1995 *apud* MAZZOLA, 2003).

Para tanto estes sistemas podem ser agrupados quanto a diversas características. Uma forma de agrupá-los, apresentada por Kadlec & Wallace (2008), as classifica quanto ao tipo de fluxo em três grandes grupos.

1. Grupo das *wetlands* de fluxo horizontal sub-superficial;
2. Grupo das *wetlands* de fluxo horizontal superficial e;
3. Grupo das *wetlands* de fluxo vertical.

No primeiro grupo, denominado de *wetlands* de fluxo horizontal sub-superficial, o nível d'água está abaixo da superfície do meio filtrante da unidade e o efluente percola horizontalmente pelo sistema até a saída da unidade (figura 3.1).

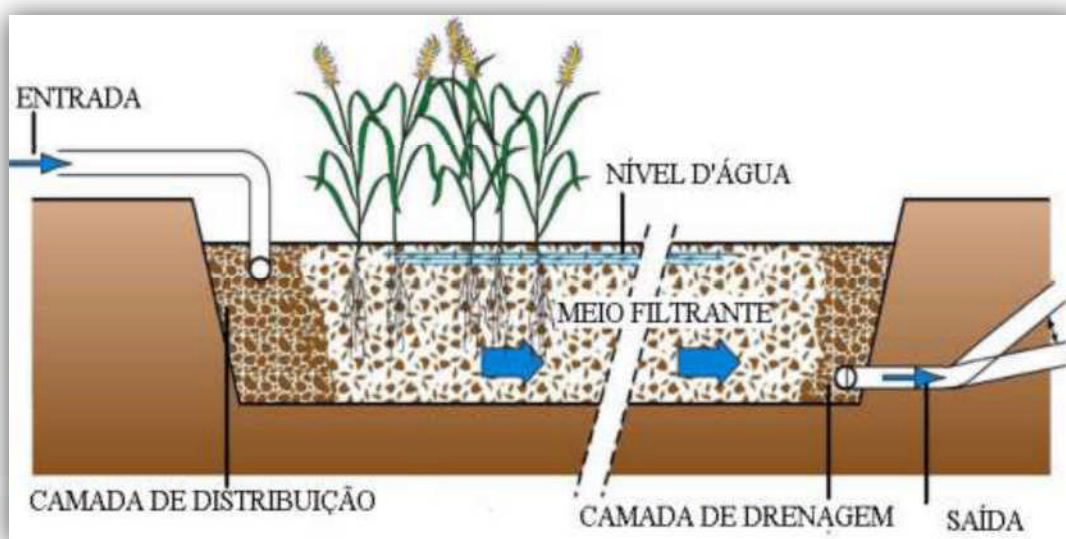


Figura 3.1 – *Wetland* de fluxo horizontal sub-superficial

(Adaptado de AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005)

Por sua vez, o grupo das *wetlands* de fluxo horizontal superficial, figura 3.2, apresenta o nível d'água acima da superfície da unidade e a percolação, assim como nas sub-superficiais, acontece horizontalmente até a saída da unidade (AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005).

Como o fluxo é realizado acima da superfície do meio filtrante - por escoamento superficial, os sólidos suspensos do efluente são removidos em parte por sedimentação, reforçada pela muito baixa velocidade de fluxo e pela rasa profundidade, e em parte por filtração através da vegetação viva, do meio filtrante e dos resíduos já sedimentados em decomposição (METCALF & EDDY, 1991).

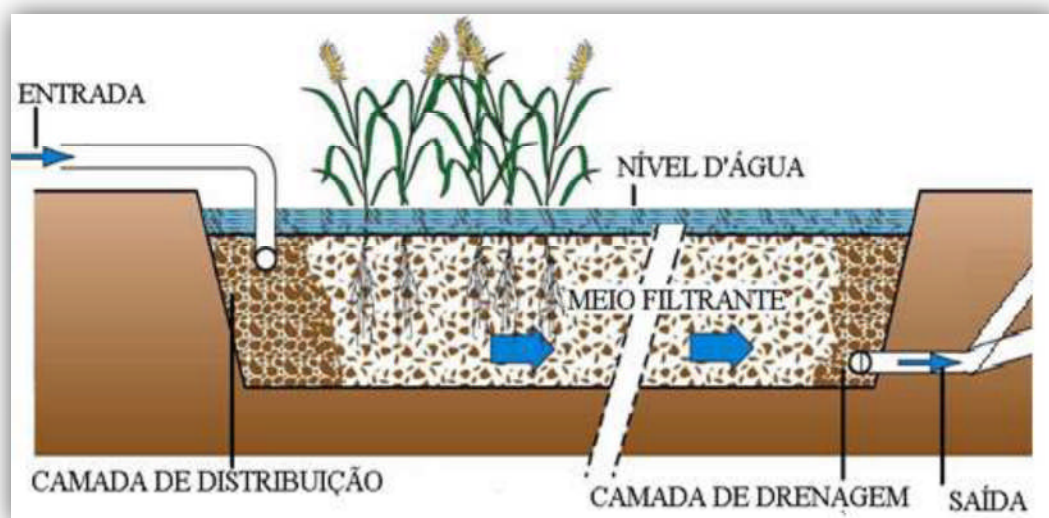


Figura 3.2 – Wetland de fluxo horizontal superficial

(Adaptado de AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005)

Entretanto existe ainda outra vertente de sistemas em que o fluxo ocorre de maneira vertical (figura 3.3). Tais sistemas são conhecidos como leitos de fluxo vertical (AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005).

O sistema que opera em fluxo vertical é utilizado para tratar lodo ou esgoto bruto com elevado teor de sólidos (KOOTTATEP *et al.*, 2001; MOLLE *et al.*, 2006; KADLEC & WALLACE, 2008).

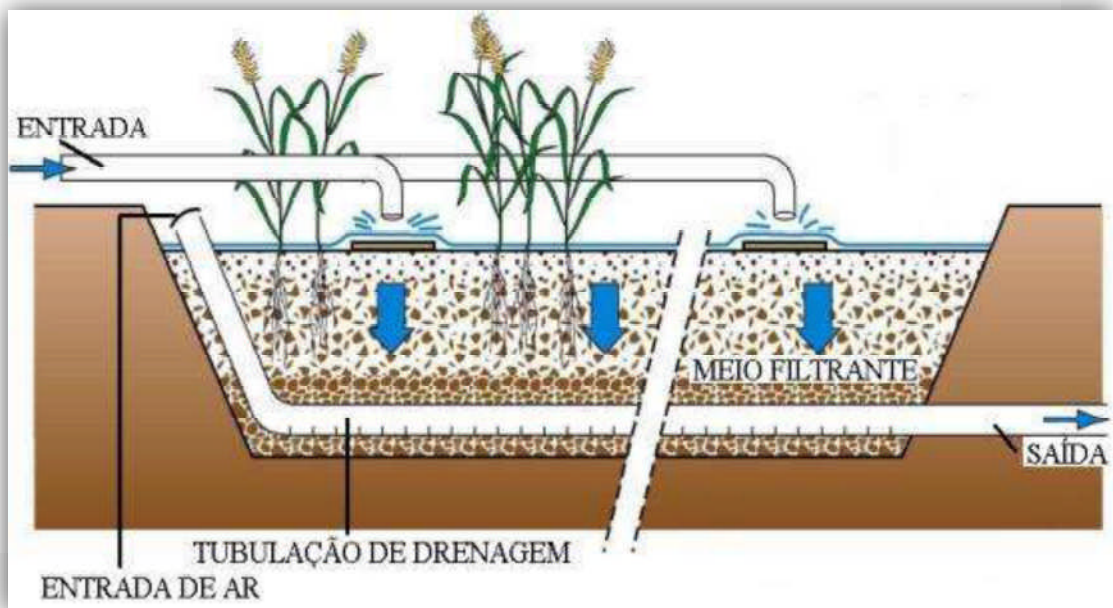


Figura 3.3 – Leitos de fluxo vertical

(Adaptado de AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005)

3.4 Leitos de Fluxo Vertical

O sistema avaliado nesta pesquisa pertence ao grupo dos leitos de fluxo vertical. O grupo composto por leitos de fluxo vertical pode ser subdividido em 4 grupos menores, com características e modos operacionais distintos, sendo eles (KADLEC & WALLACE, 2008):

- Leitos de Fluxo Vertical Descendente Intermitente em Pulso;
- Leitos de Fluxo Vertical Descendente Intermitente Não-Saturado;
- Leitos de Fluxo Vertical Ascendente ou Descendente Contínuo Saturado;
- Leitos de Fluxo Vertical Intermitente com Ciclos de Enchimento e Esvaziamento.

3.4.1 Leitos de Fluxo Vertical Descendente Intermitente em Pulso

A configuração de leitos de fluxo vertical intermitente envolve a aplicação de efluente em seu topo de modo a gerar a inundação do mesmo por breves períodos de tempo.

Esse modo operacional é indicado quando há necessidade de se melhorar o transporte de oxigênio para o interior do leito. Essa modalidade é bastante utilizada em muitos países europeus (KADLEC & WALLACE, 2008).

Seidel (1996 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008) destaca que esse modo foi apresentado como parte do sistema original do Instituto Max Planck, desenvolvido em 1960. Liénard *et al.* (2001 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008) registram que quando nenhuma planta é utilizada, o sistema é denominado filtros de areia.

3.4.2 Leitos de Fluxo Vertical Descendente Intermitente Não-Saturado

Essa variante dos leitos de fluxo vertical envolve a distribuição de efluente em toda a parte superior de um meio granular. O efluente então goteja através do meio em fluxo não saturado. Os tubos de distribuição de efluente podem estar localizados acima do sistema, ou, em climas mais frios, enterrados dentro do leito do próprio meio granular. O sistema pode estar condicionado à passagem única pelo leito ou, mais comumente, passagem por mais de uma vez no modo recirculação (KADLEC & WALLACE, 2008).

Esses sistemas são funcionalmente equivalentes a filtros de areia ou brita com recirculação, conforme descrito por Crites e Tchobanoglous (1998; CRITES *et al.*, 2006 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

Os sistemas que apresentam taxas de aplicação hidráulica muito baixas podem ser não revestidos. Se a principal intenção é a colheita das culturas, estes sistemas são chamados sistemas de infiltração de baixa taxa (NICHOLS AND BOELTER, 1982; WATER ENVIRONMENT FEDERATION, 2001 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

3.4.3 Leitos de Fluxo Vertical Ascendente ou Descendente Contínuo Saturado

Caso os leitos de fluxo vertical empreguem fluxo contínuo e saturado de água através da zona de raízes das plantas, eles recebem a denominação de Leitos de Fluxo Vertical Ascendente ou Descendente Saturado.

A configuração de fluxo descendente é bastante utilizada na mineração, em que os sistemas são conhecidos como *wetlands* anaeróbias ou sistemas de produção de alcalinidade (YUGER *et al.*, 2002 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008) e ainda empregados como reatores de polimento para a remoção de amônia (WALLACE *et al.*, 2006a *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

Estes sistemas também têm sido empregados em laboratório como reatores anaeróbios para favorecer a redução de solventes clorados sem o uso de halogênios (PARDUE *et al.*, 2000; KASSENGA *et al.*, 2003 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

O fluxo ascendente saturado é desejável quando se necessita de alta qualidade na transparência do efluente, para minimizar o contato com contaminantes, ou quando o contato com a zona de raízes deva ser maximizado (HERITAGE *et al.*, 1995; TANNER *et al.*, 2002a *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

3.4.4 Leitos de Fluxo Vertical Intermitente com Ciclos de Enchimento e Esvaziamento

Por fim, os sistemas conhecidos como de Fluxo “*Tidal*”, do inglês fluxo em maré, alternam ciclos de enchimento e esvaziamento de um leito composto por material granular. Durante a etapa de enchimento do ciclo, o efluente entra pelo fundo do leito. A direção do fluxo é de baixo para cima, preenchendo gradualmente todo o volume do leito. O enchimento está completo quando a superfície do leito está inundada e a bomba é então desligada. O efluente então é mantido no leito em contato com as bactérias em crescimento no meio granular. Depois de um período de contato, o efluente é drenado, e o ar entra nos vazios do leito e encerra-se um ciclo completo (KADLEC & WALLACE, 2008).

Estes reatores criam condições de redox cíclico que contém ambas as fases de oxidação e redução (MACIOLEK AND AUSTIN, 2006 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

A frequência de enchimento e drenagem depende da aplicação, mas tipicamente tem a duração de cerca de 2 horas (SUN *et al.*, 1999 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008). Os leitos de fluxo *tidal* podem funcionar em pares e em paralelo. Enquanto um se encontra na etapa de enchimento o outro está na etapa de drenagem. Este modo tem sido chamado de operação em alternância (BEHRENDTS, 2000 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

3.5 Leitos de Fluxo Vertical Descendente Intermitente em Pulso

Freqüentemente os leitos de fluxo vertical são compostos por camadas de meio poroso, com a camada mais profunda consistindo de material mais grosseiro com uma rede de drenagem composta por tubulações perfuradas (COOPER *et al.*, 1996 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

Os valores de TAH usualmente empregadas no tratamento são de médios a baixos (até 0,37 m³/m².d), e uma areia ou cascalho médio não se tornarão saturados durante a aplicação destes montantes. Deste modo o fluxo percolará através dos vazios parcialmente preenchidos com ar. Entretanto, se o efluente é aplicado em um curto período de tempo, Kadlec & Wallace (2008) destacam que a taxa de aplicação hidráulica instantânea - TAHI pode exceder a taxa de drenagem do leito, e o meio vai então ser preenchido pelo efluente.

Uma dose de efluente a ser tratado é introduzida no leito na forma de inundação da superfície do leito. Um ciclo inicia-se com a maioria do leito drenado, contendo efluente a uma temperatura igual ou um pouco acima da temperatura em que se encontra o restante de efluente ainda contido no leito.

A duração da aplicação do efluente é variável. Há relatos de sistemas que realizam a aplicação em menos de 10 minutos (SCHWAGAR AND BOLLER, 1997 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008) até relatos com aplicações de uma hora a duas de duração (WATSON AND DANZIZ, 1993 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

Para ilustrar, suponha que a inundação seja realizada de forma muito breve. O efeito é então de se criar condições saturadas na camada de topo do leito, e talvez a superfície seja completamente alagada. O ar nos vazios é então aprisionado, e pode ser comprimido pela água acima se não houver mecanismos de alívio no leito, como uma tubulação de ventilação. Algumas bolhas de ar podem ser formadas liberando-se parte do ar aprisionado anteriormente. Depois que este bloqueio de ar for quebrado, a drenagem se processa em fluxo não saturado.

A partir deste momento o ar entra nos poros contidos no topo do leito para substituir o volume de água drenado destes poros que se tornaram vazios. Destaca-se que o movimento de ar nas porções mais baixas do leito é mínimo.

A drenagem em muitos sistemas de fluxo vertical é finalizada bem antes do início do próximo ciclo. Durante a parte completamente drenada do período, o ar se move para dentro dos vazios de acordo com o consumo e a difusão do oxigênio.

Deste modo é visto que o ar que está no fundo do leito foi por convecção para aquele ponto, enquanto o ar nas camadas superiores do leito foi fornecido por difusão (KAYSER AND KUNST, 2005 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

O resultado desta operação cíclica é um fluxo de saída variável no sistema. Há um fluxo de saída crescente por um breve período, seguido de um declínio de fluxo (WATSON AND DANZEZ, 1993; LANGERGRABER, 2001; KAYSER AND KUNST, 2005; DITTMER *et al.*, 2005 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

Um período de repouso, após a drenagem total, é tipicamente incluído para permitir a oxidação de orgânicos acumulados dentro e no topo do leito, de maneira a se evitar um possível entupimento.

Algumas equações empíricas foram desenvolvidas para descrever as taxas de infiltração para diversos meios e camadas orgânicas para sistemas desenvolvidos e operados de acordo com uma das variantes deste sistema, a composta pelo critério francês (MOLLE *et al.*, 2006; KADLEC & WALLACE, 2008).

Este sistema de leito de fluxo vertical, bastante difundido na França, utiliza doses com altas cargas de sólidos. Contudo, as condições do local e as estratégias de operação são completamente variáveis, e não é, portanto ainda, possível desenvolver uma descrição geral de concepção e operação (KADLEC & WALLACE, 2008).

A capacidade dos leitos de fluxo vertical em reter algas (NEDAR *et al.*, 2002; KAYSER *et al.*, 2002 *apud* TORRENS *et al.*, 2009) e de remover matéria orgânica e nitrificar o afluente ao interior dos filtros (MOLLE *et al.*, 2006 *apud* TORRENS *et al.*, 2009) caracteriza esses sistemas como adequados sistemas de polimento a outros sistemas de tratamento de efluentes (TORRENS *et al.*, 2009).

O sistema avaliado durante este estudo é composto por Leitos de Fluxo Vertical Descendente Intermitente, também conhecido como sistema francês de *wetlands* de fluxo vertical, uma vez que foi desenvolvido pela CEMAGREF naquele país e tem obtido ótimos resultados nas diversas unidades implantadas na França.

3.6 O sistema Francês de Leitos de Fluxo Vertical

3.6.1 Aspectos Gerais

Molle *et al.* (2005) descrevem o desenvolvimento de um sistema de leitos de fluxo vertical para tratamento de esgoto bruto na França que provou ser de grande sucesso nos últimos 20

anos. O grande diferencial desse sistema é que ele trata esgoto bruto diretamente no primeiro estágio permitindo o fácil gerenciamento do lodo.

O uso deste sistema, desenvolvido pela CEMAGREF há mais de 20 anos (LIÉNARD, 1987 *apud* MOLLE *et al.*, 2005), realmente obteve destaque internacional quando aplicado pela companhia SINT durante os anos 90 (MOLLE *et al.*, 2005).

Molle *et al.* (2006) mostraram a robustez dos sistemas de leitos de fluxo vertical, conforme projetado na França, para suportar a sobrecarga hidráulica. As sobrecargas de até 10 vezes o fluxo esperado na estação seca são possíveis de maneira que ainda assim sejam respeitados os padrões ambientais europeus. Ao se adicionar o baixo custo operacional do sistema é fácil entender porque essa opção de tratamento é a escolhida para comunidades de até 2000 habitantes.

Mais de 400 estações com esta configuração estavam em operação e mais de 100 foram construídas no ano de 2003 na França (MOLLE *et al.*, 2005).

O modelo de dimensionamento utilizado pela CEMAGREF para os leitos de fluxo vertical permite que estes sejam dimensionados de modo a serem constituídos de pelo menos dois estágios de filtros em série, sendo cada série constituída de dois ou três leitos em paralelo operando em alternância, conforme figuras 3.4 e 3.5 (AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005).

O objetivo deste revezamento é de que, durante as fases de repouso, haja a minimização da colmatação dos leitos através da mineralização da matéria orgânica acumulada.

O tempo de repouso necessário para o primeiro estágio é de cerca de duas vezes o tempo de funcionamento, o que conduz a três leitos em paralelo, uma vez que as fases de repouso e de alimentação são equivalentes. A alternância ocorre, na maioria das vezes, a cada 3 ou 4 dias.

Os principais mecanismos de depuração são baseados na combinação de vários processos em condição aeróbia que se desenvolvem sucessivamente durante os dois estágios de tratamento.

A partir do próximo item, toda a referência feita a leitos de fluxo vertical refere-se ao sistema francês.

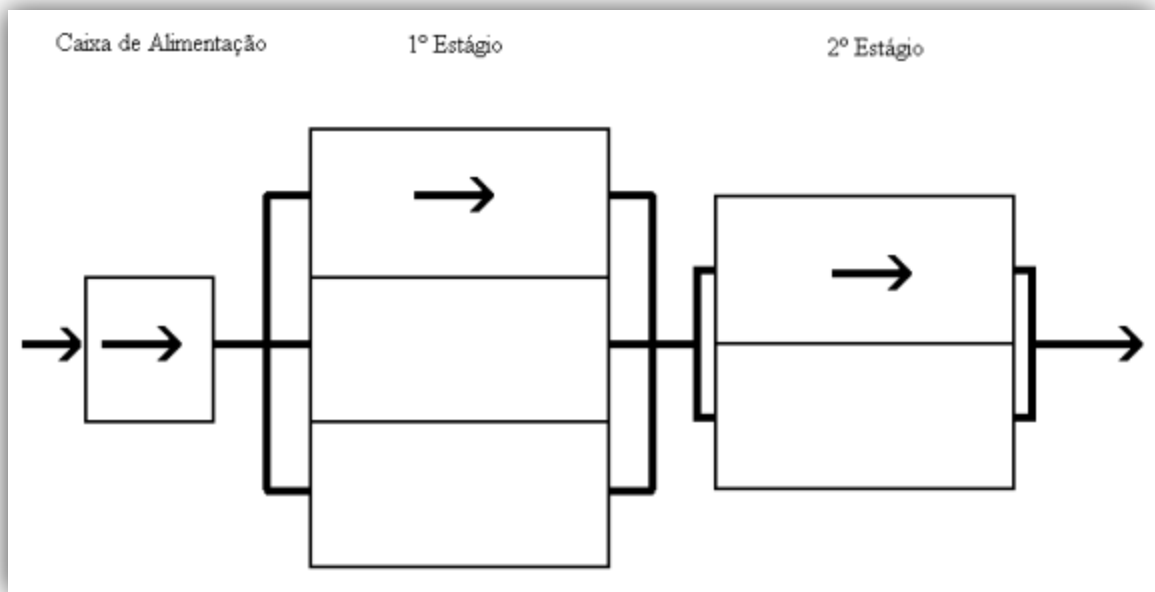


Figura 3.4 – Esquema de funcionamento dos leitos de fluxo vertical, modelo francês

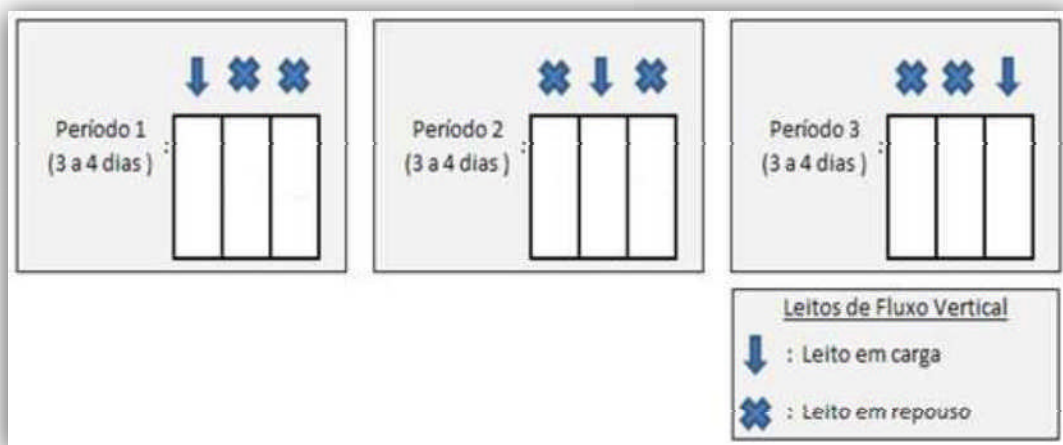


Figura 3.5 – Esquema de alternância dos leitos de fluxo vertical, modelo francês

A Agence De L'Eau R.M.C. (2005) relata que o primeiro estágio de leitos é constituído exclusivamente por diferentes tipos de pedregulhos, em que o fenômeno da aeração por difusão é significativamente maior do que em filtros de areia. Os leitos são alimentados em sua superfície e tem escoamento vertical através do substrato. O efluente sofre então uma primeira etapa de filtração que permite a retenção física da matéria orgânica em suspensão na

superfície destes leitos de primeiro estágio, em que se observa o acúmulo de lodo na superfície.

A depuração biológica da matéria orgânica dissolvida é realizada pela biomassa bacteriana fixada sobre o substrato não-saturado, bem como sobre a camada de depósitos acumulada na superfície do leito.

A capacidade de oxigenação é tal que os leitos de primeiro estágio contribuem essencialmente para a degradação da fração carbonada, entretanto uma nitrificação parcial é notada igualmente (MOLLE *et. al.*, 2005; KADLEC & WALLACE, 2008; TORRENS *et. al.*, 2009).

O segundo estágio vem então refinar a degradação da fração carbonada e completar a nitrificação em função das condições de oxigenação, de temperatura e de pH (AGENCE DE L'EAU R.M.C.; MOLLE *et. al.*, 2005).

3.6.2 Dimensionamento

Tendo em vista o destaque deste sistema nos últimos anos, foi realizada pesquisa em mais de 80 estações francesas na intenção de estudar seu desempenho e corrigir o dimensionamento, se necessário (MOLLE *et. al.*, 2005).

O dimensionamento destes leitos de fluxo vertical é baseado numa carga orgânica aceitável, expressa na unidade de área superficial do filtro por habitante. As recomendações atuais são de dois estágios de filtros, sendo o primeiro dividido em três filtros e o segundo em dois filtros, conforme destacado anteriormente.

Com relação aos diferentes projetos e utilização dos leitos de fluxo vertical é difícil encontrar algum consenso na literatura sobre os limites hidráulicos (COOPER, 2003 *apud* MOLLE *et. al.*, 2006). Entretanto Molle *et. al.* (2005) sugerem alguns valores, considerando-se o 1º e o 2º estágios, para a área per capita (m^2), para a taxa de aplicação de DQO (T DQO em $gDQO/m^2.dia$), para a taxa de aplicação de sólidos suspensos (T SS em $gSS/m^2.dia$), para a taxa de aplicação de NTK (T NTK em $gNTK/m^2.dia$) e para a TAH ($m^3/m^2.dia$), conforme sintetizado na tabela 3.1.

Nas condições francesas, uma superfície total para ambos os estágios de $2 m^2/habitante$ é um pré-requisito para se atingir uma nitrificação suficiente. Para o primeiro estágio apenas

necessita-se de 1,2 m²/habitante. Destaca-se que para a taxa de aplicação hidráulica instantânea (aplicada em batelada em até 5 minutos) deve-se atingir um mínimo de fluxo de alimentação de 0,6 m³/m².h, para assegurar uma boa distribuição de lodo e efluente na superfície do leito (MOLLE *et. al.*, 2005).

Tabela 3.1 – Recomendações de Molle *et. al.* (2005) para o sistema francês

	Estágio	
	1º	2º
Área per capita (m ²)	1,2	0,8
T DQO (g DQO/m ² .d)	300	120
T SS (g SS/m ² .d)	150	60
T NTK (g NTK/m ² .d)	25 a 30	10 a 12
TAH (m ³ /m ² .d)	0,37 (para o sistema global)	

3.6.3 Composição dos Filtros

A configuração do filtro e o perfil de composição dos filtros podem ser vistos na tabela 3.2, conforme recomendações de Molle *et. al.* e da AGENCE DE L'EAU R.M.C. (2005).

Dentre as características que devem ser consideradas no projeto construtivo do leito de fluxo vertical, no que diz respeito ao meio filtrante e sua granulometria, citam-se os seguintes:

- Diâmetro efetivo;
- Coeficiente de uniformidade e;
- Profundidade do leito.

O diâmetro efetivo, d_{10} , é a abertura da peneira que permite a passagem acumulada de 10% da amostra considerada, ou seja, é o tamanho dos grãos abaixo do qual ficam 10% da massa total da amostra (NBR 6502, 1995 *apud* TONETTI, 2008).

O diâmetro efetivo afeta a taxa de infiltração do afluente no leito e a profundidade de penetração da matéria sólida insolúvel. A adoção de um meio com partículas muito grossas proporciona um baixo tempo de retenção do líquido, insuficiente para a completa decomposição biológica, tendo como uma das razões deste comportamento a formação de fluxos preferenciais através do leito (LOGAN *et. al.*, 2001 *apud* TONETTI, 2008). Tal fato propicia um baixo rendimento com valores oscilantes de remoção de matéria orgânica, porém

podem-se adotar altas taxas de aplicação com menores possibilidades de entupimento (USEPA, 2002 *apud* TONETTI, 2008).

Tabela 3.2 – Configuração e perfil dos leitos de fluxo vertical

Camada	Recomendações de Molle <i>et. al.</i> (2005)			
	1º Estágio		2º Estágio	
	Altura (cm)	Granulometria (mm)	Altura (cm)	Granulometria (mm)
Filtrante Superior	> 30	2 a 8	> 30	$25 < d_{10} < 40$
de Transição	$10 < h < 20$	5	$10 < h < 20$	3 a 10
de Drenagem	$10 < h < 20$	20 a 40	$10 < h < 20$	20 a 40

Um meio com alto coeficiente de uniformidade ($CU=d_{60}/d_{10}$) é caracterizado pela igualdade no tamanho das partículas. Desta forma, leitos de areia com esta característica terão partículas menos próximas entre si, aumentando a porosidade e a média de área dos poros, além da permeabilidade ao efluente (ALMEIDA, 2005).

Almeida (2005) destaca que a amostra será considerada uniforme para valores de CU menores que 5, não uniforme para valores acima de 15 e medianamente uniforme para a faixa de valores de 5 a 15.

A análise do coeficiente de curvatura – CC permite identificar eventuais discontinuidades ou concentrações mais elevadas de um determinado diâmetro de grão. Uma amostra será considerada bem graduada quando o valor do CC estiver dentro da faixa de 1 a 3 (ALMEIDA, 2005).

Várias propriedades físicas do solo são responsáveis pela variabilidade da condutividade hidráulica, uma vez que esta é influenciada por todas as propriedades que afetam a distribuição, o tamanho e a forma dos poros da matriz do solo, tais como densidade, textura, estrutura e porosidade (HURTADO, 2004).

3.6.4 Aplicação do Esgoto Bruto

O esgoto bruto deve transpor o tratamento preliminar tradicional, em geral composto por gradeamento seguido de desarenador e medição de vazão. Posteriormente, cada unidade de primeiro estágio recebe a carga orgânica completa durante a fase de alimentação, que na

maioria das vezes na França dura de 3 a 4 dias, antes de ser colocada em repouso pelo tempo equivalente a duas vezes o tempo de alimentação.

Estas fases alternantes de alimentação e repouso são fundamentais no controle do crescimento da biomassa aderida no meio suporte do leito, para manter as condições aeróbias dentro do leito e para mineralizar os depósitos orgânicos resultantes do SS contidos no esgoto bruto e retidos na superfície do primeiro estágio de filtros (LIÉNARD *et al.*, 1990a,b *apud* MOLLE *et al.*, 2005). Então o efluente é encaminhado ao segundo estágio para complementar o tratamento e, em particular, a nitrificação (MOLLE *et al.*, 2005).

O esgoto é aplicado ao filtro em bateladas hidráulicas (por um sistema de acumulação e alimentação) para garantir uma ótima contribuição do esgoto e SS ao longo de toda a área de infiltração e melhorar a renovação de oxigênio (MOLLE *et al.*, 2005).

Esta configuração é conhecida por permitir remoção significativa de DQO, SST e quase completa nitrificação (BOUTIN *et al.*, 1997 *apud* MOLLE *et al.*, 2005).

Para o 1º estágio, cerca de 60% dos sistemas utilizam como sistema de alimentação um sifão dosador. Para o 2º estágio esse percentual apresenta um acréscimo de modo que alcança 75% dos sistemas (MOLLE *et al.*, 2005).

3.6.5 Primeiro Estágio de Leitos

No 1º estágio, apesar da boa qualidade dos efluentes que deixam as unidades, Molle *et al.* (2005) confirmam como já era esperado, que a desnitrificação é limitada devido às condições aeróbias reforçadas. A remoção média de fósforo é de 40%, cerca de 80% para a DQO, 87% para os SS e 59% para o NTK.

Observa-se que o primeiro estágio do tratamento tem como principal função a remoção de SS e DQO, embora a remoção de NTK não seja negligenciada.

Ao se verificar a correlação entre a carga de SS e DQO removida e a carga de SS e DQO aplicada verifica-se que a remoção de SS e DQO parece ser relativamente estável e eficiente ($r^2 = 0,976$), o que não é o caso da nitrificação ($r^2=0,4381$; correlação entre a carga de NTK removida e a carga de NTK aplicada).

O período de inverno, com baixa mineralização dos depósitos de lodo e temperaturas mais baixas, é o pior período para a atividade biológica. A nitrificação é provavelmente a primeira a ser afetada por estas condições limitantes (MOLLE *et al.*, 2005).

3.6.6 Segundo Estágio de Leitos

No 2º estágio, as bactérias presentes nas camadas de lodo que estão em um teor de umidade ótimo e protegidos dos raios ultravioleta pela sombra das plantas, podem facilmente começar as atividades aeróbias. Esta camada de depósitos torna-se parte do meio biologicamente eficiente e tende a aumentar as taxas de remoção de DQO, SST e NTK. O aumento da camada de lodo não afeta drasticamente a capacidade hidráulica do filtro. Na realidade, devido ao movimento mecânico das plantas (MOLLE *et al.*, 2003 *apud* MOLLE *et al.*, 2005), é apenas a fina camada de novos depósitos, o limitador hidráulico. A retirada do lodo não afeta a rebrotação das plantas a partir de seus rizomas (MOLLE *et al.*, 2005).

Nesta etapa a remoção média relatada por Molle *et al.* (2005) é de 58% para a DQO, 68% para os SS e 75% para o NTK.

De maneira global, o sistema completo atinge remoções da ordem de 90% para DQO, 94% para SS e até 85% para o NTK (MOLLE *et al.*, 2005; KADLEC & WALLACE, 2008).

As condições aeróbias não permitem a desnitrificação nestes sistemas de tratamento. A remoção de fósforo igualmente, não é um objetivo atingível devido às fracas capacidades de adsorção dos materiais essencialmente silicosos e às pequenas taxas de assimilação das plantas em relação às aplicadas no sistema (AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005).

3.6.7 Sistema de Distribuição

A heterogeneidade do sistema de distribuição pode levar a algumas deficiências na remoção de DQO devido ao curto-circuito do fluxo. A remoção de DQO é sensível à taxa de infiltração (MOLLE *et al.*, 2003) e ao Tempo de Detenção Hidráulica. Esses dois parâmetros são intimamente ligados ao sistema de alimentação e distribuição do efluente. Destaca-se que a boa distribuição do fluxo é essencial no segundo estágio de leitos para evitar a ocorrência de curto-circuito.

O alagamento não só melhora a distribuição do efluente, mas também permite a penetração de ar mais profundamente no meio filtrante (FORQUET, 2009).

3.6.8 Colmatação

A colmatação dos filtros é de longe o maior problema operacional de tais sistemas e a aceitação de sobrecarga hidráulica pode ser um risco adicional de rápido entupimento do filtro, mesmo após o efluente passar pelo tratamento preliminar. Conseqüentemente, o balanço correto da carga orgânica e a renovação da oxigenação dentro do meio são de grande importância para a manutenção do sistema (PLATZER AND MAUCH, 1997; KAYSER AND KUNST, 2005 *apud* MOLLE *et. al.*, 2006; TORRENS *et. al.*, 2009).

Na verdade, conforme destacado por Molle *et. al.* (2005), há indicações de que essa nova camada de depósitos, com baixa mineralização de sólidos, seja o maior limitador hidráulico do sistema de leitos de fluxo vertical, e não diretamente a altura total dos depósitos.

A barreira necessária para evitar colmatação, pelo desenvolvimento da biomassa bacteriana no substrato filtrante, é obtida pela auto-oxidação durante as fases de repouso. É por isso que os dispositivos de filtração vertical são constituídos de várias unidades, sendo três unidades no primeiro estágio e duas no segundo estágio, implantadas em paralelo e alimentadas em alternância.

Desta maneira os leitos em repouso estão completamente aerados em recuperação de sua capacidade de infiltração enquanto o leito em carga recebe a carga de alimentação do sistema (AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005; MOLLE *et. al.*, 2005).

Platzer e Mauch (1997, *apud* KADLEC & WALLACE, 2008) conduziram uma pesquisa no contexto de leitos de fluxo vertical, e identificaram alguns mecanismos potenciais de colmatação:

- 1- A deposição e a filtração de partículas que chegam, levando ao bloqueio dos poros, especialmente próximo à superfície (WINTER e GOETZ, 2003 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008);
- 2- A produção de biomassa nos poros do meio filtrante, devido às condições favoráveis criadas pelo esgoto doméstico ou municipal;

3- A presença de raízes.

Espera-se que a matéria inorgânica acumulada pelos mecanismos 1 e 2 permaneça nos poros, e eventualmente crie entupimento. Contudo, a matéria orgânica é sujeita à oxidação, especialmente durante a parte de repouso do ciclo e, portanto, removida em certa velocidade determinada pelos processos de decomposição. Os grãos de menores dimensões contribuem para um entupimento mais rápido. As raízes e o biofilme bloqueiam somente uma pequena fração dos poros (LANGERGRABER *et al.*, 2003 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

Segundo Langergraber *et al.* (2003, *apud* KADLEC & WALLACE, 2008), a decomposição entra no balanço e não contribui para o entupimento. Conclui-se deste modo que o crescimento de biomassa desempenha apenas um papel menor em comparação com sólidos suspensos durante o curto prazo.

Winter e Goetz (2003, *apud* KADLEC & WALLACE, 2008) notaram que SST e a DQO apresentam alta correlação no efluente a ser tratado, e que é, portanto, difícil ordenar as possibilidades de causa da colmatção. A idéia de que a matéria orgânica está contribuindo para uma grande quantidade de entupimento tem forte suporte quando os períodos de repouso são incluídos no ciclo. Conforme notado por Platzer e Mauch (1997, *apud* KADLEC & WALLACE, 2008), a condutividade original do leito pode ser freqüentemente restabelecida permitindo-se alguns dias de descanso. Presuntivamente, este período de repouso aeróbio causa a oxidação dos orgânicos, assim desobstruindo o volume dos poros novamente (KADLEC & WALLACE, 2008).

Camada de Depósitos

Platzer e Mauch (1997, *apud* KADLEC & WALLACE, 2008) reportaram uma diminuição linear na condutividade hidráulica do leito com o aumento da carga de DQO, mas é provável que o carregamento de SST também tenha aumentado. Como resultado destas incertezas, a limitação da carga máxima de DQO tem sido julgada prudente.

Platzer e Mauch (1997 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008) sugerem, para tanto, 25 g DQO/m².d, e Winter e Goetz (2003 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008) sugerem ainda 20 g DQO/m².d. Entretanto há uma segunda gama de funcionamento viável, com altos valores de carga de SST e DQO, com valores da ordem de 300g DQO/m².d (MOLLE *et al.*, 2006).

Para o sistema francês, conforme recomendado por Molle *et. al.* (2006), os SST recobrem todo o topo do leito, para profundidades acima de 20 cm de matéria orgânica. Isto aparentemente funciona como uma armadilha para a maior parte do SST que chega, e poupa a camada de baixo do leito de iniciar o processo de colmatção. Acima de 250 g/m².d de DQO (30 a 60 g/m².d de DBO) e 20 a 50 g/m².d SST têm sido tratado de modo sustentável neste sistema (CHAZARENC AND MARLIN, 2005, *apud* KADLEC & WALLACE, 2008). Os sólidos acumulados formam uma camada composta acima do leito original, com montantes de 20 a 90kg/m² acumulados em poucos anos (CHAZARENC e MERLIN, 2005 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008). Esta acreção de matéria orgânica é uma efetiva cobertura em várias camadas, que também ajuda no tratamento do efluente (KADLEC & WALLACE, 2008). Em síntese, há três faixas de carga, conforme tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Faixas de carga aplicada para leitos de fluxo vertical descendente intermitente em pulso

Pesquisador	Taxa de Aplicação	Identificação
Platzer e Mauch (1997)	25 g DQO/m ² .d	Filtros de Areia
Winter e Goetz (2003)	20 g DQO/m ² .d	
Molle (2006)	300 g DQO/m ² .d	Leitos de Fluxo Vertical

3.6.9 Mineralização

Molle *et. al.* (2005) concluíram em suas análises que a mineralização atingiu valores da ordem de 60%. Por conseguinte, essa taxa de mineralização leva a um aumento na altura do lodo de aproximadamente 1,5 cm por ano, apenas. Essa camada precisa ser removida assim que atingir um máximo de 20 cm, o que ocorrerá a cada 10 a 15 anos.

3.6.10 Aeração

Os principais caminhos para se garantir a operação durável do leito são a otimização da aeração para assegurar as condições aeróbias (fenômeno primordial deste tipo de tratamento), o controle do crescimento da biomassa aderida e a mineralização dos depósitos orgânicos resultantes da retenção de sólidos suspensos na parte superior do leito.

Para atender principalmente à manutenção do suprimento permanente de ar para as bactérias, os filtros intermitentes funcionam segundo uma alternância entre dosagem e descanso. É durante esta última que o estoque de oxigênio nos espaços vazios do leito é renovado pelos mecanismos de difusão. O fracionamento da carga diária em várias doses favorece ainda o

aporte convectivo de ar atmosférico, rico em oxigênio (LEFEVRE, 1988; SCHIMITT, 1989 *apud* COHIM *et. al.*, 2008).

A transferência de oxigênio para o interior dos filtros pode ser alcançada de diferentes modos:

- Oxigênio dissolvido presente nas águas residuárias (a um valor máximo possível de ser alcançado, para águas de maior pureza, não contaminadas, de 10 mg/l);
- Convecção devido à alimentação em bateladas e;
- Processos de difusão (MOLLE *et. al.*, 2005).

Através de alimentação em bateladas, cria-se o fenômeno de convecção no momento do deslocamento da lâmina de água no substrato filtrante. A oxigenação por difusão gasosa, desde a atmosfera pela superfície, ocorre quando a superfície de infiltração não está saturada (AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005).

Os processos de convecção e de difusão são mecanismos dependentes de operações de alimentação e desta maneira a sobrecarga hidráulica afeta estes fenômenos através do número e dos volumes das bateladas e da duração da lâmina d'água formada na superfície do leito e do esvaziamento do filtro (MOLLE *et. al.*, 2005).

A AGENCE DE L'EAU R.M.C. (2005) recomenda a colocação de alguns drenos em contato com a atmosfera de maneira a assegurar papel de igual importância na oxigenação do substrato filtrante por difusão quando a granulometria do substrato filtrante é demasiadamente fina.

Com o objetivo de maximizar a oxigenação e de alcançar a utilização de todo o reator biológico, cada batelada propriamente dita deve ser distribuída uniformemente sobre a superfície do leito em carga (AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005). O alagamento não só melhora a distribuição do efluente, mas também permite a penetração de ar mais profundamente no meio filtrante (FORQUET, 2009).

O aumento do tempo de aplicação de uma batelada reduz a entrada de oxigênio se o tempo de aplicação ultrapassa o tempo de residência. Esse problema pode ser superado pelo aumento do número de bateladas aplicadas (FORQUET, 2009).

Os processos aeróbios têm importância fundamental no processo de nitrificação (oxidação de amônia a nitrito e posteriormente a nitrato). Em ambiente anóxico a amônia é removida principalmente por volatilização, em taxas muito pequenas, demandando elevadas áreas (OLIVEIRA *et. al.*, 2009).

O estudo realizado por Oliveira *et. al.* (2009) apresentou taxas de aplicações volumétricas relativamente altas para sistemas de aeração natural, porém, houve perda de 50% da capacidade hidráulica devido à existência de regiões não saturadas do filtro. Portanto, a utilização da aeração natural em sistemas com regiões saturadas e não saturadas mostra-se bastante vantajosa, pois não se tem gasto adicional de energia elétrica para aerar o sistema.

3.6.11 Volumes e Frequência de Aplicação de Bateladas

Para a mesma carga hidráulica, a operação de alimentação pode levar a escolher entre numerosos pequenos volumes de bateladas ou menos bateladas de grandes volumes (MOLLE *et. al.*, 2005).

Para uma dada carga hidráulica, uma batelada de maior volume favorece a difusão de oxigênio, aumenta a velocidade de infiltração da água e reduz o tempo de detenção hidráulica, reduz a troca entre a água mais móvel e a água menos móvel dos poros e os picos de saída de poluentes não oxidados são efetivos (MOLLE *et al.*, 2006; BOLLER *et al.*, 1993; BRISSAUD *et al.*, 1999, *apud* TORRENS *et al.*, 2009).

Para uma mesma taxa de aplicação hidráulica, ao se reduzir o volume da batelada, há o favorecimento de grandes frequências de aplicação e o tempo de detenção é maior. Sendo maior permite maior troca entre as frações móveis e menos móveis da água do poro (STEVIK *et. al.*, 1999, *apud* TORRENS *et. al.*, 2009) e prolonga o contato entre o biofilme em crescimento sobre a fase sólida e os poluentes. Entretanto é negativo para a oxigenação do sistema e o controle da acumulação de depósitos dentro ou na superfície do filtro (MOLLE *et. al.*, 2005; TORRENS *et. al.*, 2009).

Sobrecarga Hidráulica

Para um funcionamento do filtro por longo período, a sobrecarga hidráulica obriga a otimização do volume de cada batelada e das frequências de bateladas associadas, na intenção

de permitir o esvaziamento do filtro no período entre duas bateladas, e assim promover a oxigenação.

Apesar das sobrecargas serem fisicamente aceitáveis para os filtros, a indução de alagamento constante pode gerar prejuízo para a atividade biológica devido à falta de renovação de oxigenação.

Todavia, intervalos mais longos entre os carregamentos simples, e maiores volumes de efluente para cada batelada, podem levar a uma baixa remoção de poluentes devido a uma maior quantidade de efluente com um curto tempo de contato com a biomassa apesar de a renovação de oxigênio estar intensificada (MOLLE *et. al.*, 2005).

Os filtros mais profundos apresentaram melhor remoção para todos os parâmetros testados, devido ao maior tempo de detenção hidráulica (TDH). O regime de dosagem e a duração do período de repouso afetam o desempenho hidráulico e a eficiência de purificação dos filtros (TORRENS *et. al.*, 2009).

3.6.12 Taxas de Infiltração

O conhecimento das propriedades hidráulicas de um meio é imprescindível em qualquer estudo relacionado ao transporte de água (HURTADO, 2004).

A infiltração da água é causada por forças de gravidade e capilaridade. Estas forças são dependentes das características granulométricas do meio (distribuição do tamanho dos grãos, porosidade, matéria orgânica, características estruturais e de textura e do teor de umidade) o que evolui com o tempo (HURTADO, 2004; MOLLE *et. al.*, 2005).

A condutividade hidráulica de um meio tem seu valor máximo quando o meio se apresenta saturado, e é altamente dependente da umidade, ou seja, seu valor decresce acentuadamente com a diminuição da presença de umidade no meio (HURTADO, 2004).

Além de variar com a umidade, a condutividade hidráulica de um meio apresenta alta variedade espacial, tanto em determinações no campo como no laboratório (WARRICK & NIELSEN, 1980; BANTON 1993; JONG VAN LIER & LIBARDI, 1999 *apud* HURTADO, 2004).

A eficácia da condutividade hidráulica (k) de um leito de fluxo vertical pode ser afetada:

- Pelo desenvolvimento não homogêneo da biomassa ao longo de toda a profundidade do meio;
- Pela presença de uma camada de depósitos de matéria orgânica (acima de 20 cm em relação à idade dos filtros) devido à filtração de esgoto bruto. Estas camadas sucessivas apresentam condutividades diferentes também podem ser afetadas pelo desenvolvimento dos rizomas e crescimento dos caules e;
- Pelo perfil de pressões. Em condições otimizadas o meio é não saturado pouco antes de cada período de alimentação e levado a obter uma pressão negativa no interior do filtro (MOLLE *et. al.*, 2005).

Schwazer e Boller (1997 *apud* MOLLE *et. al.*, 2006) realizaram experimentos periódicos com traçador inserido em pulso utilizando-se a medição da presença de cloreto de sódio (NaCl) por meio da condutividade elétrica na saída do leito (MOLLE *et. al.*, 2005; TORRENS *et. al.*, 2009). O decréscimo da taxa de infiltração foi mais intenso no primeiro estágio de filtros, o que assinala o papel da camada de depósitos superficial no controle da taxa de infiltração no primeiro estágio o que aparentou ser o fator de limitação hidráulica.

Como resultado das medições do perfil de pressões, Molle *et. al.* (2005) afirmam que no interior dos filtros sempre foram mantidas as condições não saturadas mesmo quando as bateladas estavam em passagem pelos filtros. Entretanto, após cada período de trabalho, um período de repouso (sem nenhuma infiltração) foi necessário para se recuperar as taxas de infiltração observadas no início do período de alimentação.

3.6.13 Presença de Plantas

As várzeas naturais são habitadas por diferentes tipos de plantas adaptadas para o crescimento na água e em solos saturados. Existem vários termos para definir estas plantas devido à ambigüidade nas definições e à complexidade de sua classificação, sendo os termos usuais: hidrófitas, macrófitas aquáticas, hidrófitas vasculares, plantas aquáticas e plantas aquáticas vasculares (GUNTENSPERGEN *et. al.*, 1988 *apud* MAZZOLA, 2003). De modo geral, o termo macrófitas é o usado, para as plantas utilizadas nos sistemas *wetlands*, por diversos pesquisadores em todo o mundo (VALENTIM, 1999 *apud* MAZZOLA, 2003).

As macrófitas enriquecem o meio filtrante com oxigênio e modificam a sua textura, bem como sua condutividade hidráulica por meio do crescimento das raízes e dos rizomas (SYLVANE *et. al.*, 2003).

A produtividade e a versatilidade econômica das espécies de macrófitas podem ser o fator de projeto e decisão crucial para a escolha adequada de espécies vegetais já que as diferenças em termos de eficiência do tratamento, na sua maioria, não são significativas (CHIARAWATCHAI *et al.*, 2008).

Na maior parte das regiões, há mais de uma "espécie adequada", e como resultado, é possível que não seja preciso necessariamente utilizar sempre as plantas convencionais em leitos de fluxo vertical (SYLVANE *et. al.*, 2003).

Estas plantas estão divididas em três categorias:

- Flutuantes: podem estar fixadas ou não ao fundo e sua folhagem principal flutua na superfície da água;
- Submergentes: crescem sob a água e podem estar fixas por raízes;
- Emergentes: sua folhagem principal está em contato com o ar e as suas raízes estão fixadas ao solo (VALENTIM, 1999 *apud* MAZZOLA, 2003).

3.6.13.1 Plantas emergentes

As plantas que se desenvolvem tendo o sistema radicular preso ao sedimento e o caule e as folhas parcialmente submersos são conhecidas como plantas emergentes. As espécies típicas de macrófitas aquáticas emergentes são conhecidas de forma genérica pelo nome de juncos, plantas herbáceas de diversas famílias. As espécies mais utilizadas em projetos têm sido a *Phragmites australis*, a *Typha latifolia* e a *Scirpus lacustris*. Todas estas espécies são morfológicamente adaptadas para se desenvolverem em sedimentos inundados em decorrência dos grandes volumes de espaços internos capazes de transportar oxigênio para o sistema radicular (ARMSTRONG *et al.*, 1991 *apud* SALATI, 1997).

Parte do oxigênio pode ainda sair do sistema radicular para a área em torno da rizosfera criando-se assim condição de oxidação para os sedimentos que de outra forma seriam anaeróbios, e permite a decomposição de matéria orgânica, bem como o crescimento de

bactérias nitrificadoras e a inativação de compostos que seriam tóxicos para as raízes. Entretanto essa contribuição é desprezível perante as demais (U.S.E.P.A., 1988; ARMSTRONG *et. al.*, 1990; BRIX, 1994 *apud* MAZZOLA, 2003).

As macrófitas emergentes que possuem o sistema radicular fixo no substrato representam as formas dominantes das *wetlands* naturais. Estas plantas podem se desenvolver em situações nas quais o nível do lençol freático está 50 cm abaixo do nível do solo até situações nas quais o nível de água está 150 cm acima do nível do solo (SALATI, 1997).

A vegetação proporciona superfícies para a fixação do biofilme de bactérias, auxilia tanto na filtração e adsorção de constituintes do esgoto, como na transferência de oxigênio na coluna d'água e controla o crescimento de algas ao restringir a penetração da luz solar.

A utilização das plantas permite ainda a aeração complementar para aumentar a capacidade de tratamento e para manter as condições aeróbias necessárias ao controle biológico de mosquitos (METCALF & EDDY, 1991).

A convecção é o principal mecanismo de transferência de oxigênio para o meio filtrante em sistemas de leitos cultivados de fluxo vertical, sendo atribuído à diferença de pressão entre o interior do meio suporte e a atmosfera. Durante a fase de drenagem (quando o efluente é drenado do sistema) o fluxo de ar da atmosfera (zona de alta pressão) entra no sistema (zona de baixa pressão) (MAZZOLA, 2003).

Por um lado, quando atingem aproximadamente 1 m de altura, as plantas favorecem a passagem de efluente pelo meio filtrante através dos espaços formados em redor das hastes dos caules devido à sua oscilação com o vento. Desta forma, elas reduzem o papel da camada de depósitos e essa interferência é aumentada com o desenvolvimento das plantas (MOLLE *et. al.*, 2005).

O desenvolvimento de densa população de caules e folhas que partem dos rizomas (caules subterrâneos) e vem a furar a camada de depósitos superficiais, cria caminhos preferenciais que se prolongam até ao conjunto de emaranhados de raízes e à camada que drena os leitos, evitando-se assim a colmatção do leito (AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005), através da manutenção da condutividade hidráulica do meio granular (MOLLE *et. al.*, 2003).

A cobertura foliar feita pelas plantas ajuda a preservar a superfície dos filtros quanto à secagem no verão. Ela também permite que bactérias cresçam, contribuindo assim para a mineralização da matéria orgânica (AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005).

Em geral, o meio filtrante, através da presença de raízes, fornece suporte à sobrevivência de uma grande variedade de espécies (bactérias, protozoários, invertebrados), cuja existência depende da carga orgânica e da renovação de oxigênio. Todas estas espécies também participam, como predadores, de forma a auxiliar na redução das populações de bactérias fecais, mas também há a influência da duração do tempo de permanência do efluente no leito (AGENCE DE L'EAU R.M.C., 2005).

As plantas utilizadas nos leitos de fluxo vertical contribuem principalmente:

- Para com a estética do leito e também para sua função mecânica (crucial no primeiro estágio). As macrófitas indiretamente contribuem para a degradação da matéria orgânica;
- Para a manutenção da condutividade hidráulica através do crescimento das raízes e dos rizomas;
- Para com a existência de pequenas quantidades de oxigênio da parte aérea. Entretanto a fração de oxigênio é insignificante em comparação com as contribuições de difusão e de convecção já mencionadas;
- Para a assimilação de nutrientes através do metabolismo das plantas, apesar de ser considerada insignificante (menos de 1% da carga de fósforo);
- Com a evapotranspiração que pode ter um impacto significativo sobre o balanço hídrico para as unidades com grandes superfícies. Entretanto a evapotranspiração no verão leva a uma diminuição acentuada do volume de saída.

Um sistema que utiliza macrófitas emergentes com fluxo vertical pode ser utilizado quando se requer maior condutividade hidráulica e maior oxigenação no sistema radicular (BRIX *et al.*,1990 *apud* SALATI, 1997). As informações dos sistemas que utilizam esta tecnologia indicam boa remoção de sólidos suspensos, DBO, amônia e fósforo. Uma alternância de funcionamento que permita a drenagem total do meio aumenta a oxigenação da rizosfera e do substrato (HILL *et al.*,1981 *apud* SALATI, 1997).

As plantas utilizadas neste trabalho foram a *Typha latifolia* e o *Tifton-85*.

3.6.13.2 *Typha latifolia*

A planta apresentada na figura 3.6, conhecida no Brasil por taboa (também conhecida internacionalmente por *Cattails* cujo nome científico é *Typha latifolia*), tem rígidos caules sem ramificações e longas e eretas folhas em formato de espada, com veios paralelos.

Elas são fixadas ao solo por espessas redes de raízes chamadas de rizomas. Os caules são cobertos pelas densas e cilíndricas espigas de minúsculas flores marrons (douradas quando carregadas com pólen) que parecem salsichas ou rabos de gato. Comumente a taboa atinge mais de 2 metros de altura e a espiga superior, macho ou fonte de pólen e de flores, está aderida à espiga inferior, parte feminina.



Figura 3.6 – Taboa

As taboas crescem em densos povoamentos nos pântanos e brejos, no entorno das margens dos lagos, lagoas e riachos lentos nas regiões temperadas e tropicais em todo o mundo e sua melhor forma é alcançada em locais de pleno sol. A taboa cresce à beira da água e se desenvolve na melhor forma em águas de profundidade inferior a 40 centímetros. Eles podem tolerar apenas breves períodos de seca. Os rizomas podem ser divididos para a produção de novas plantas.

As taboas são as plantas mais adequadas para uso em grandes áreas alagadas. Elas irão se espalhar se não forem contidas por limitações compostas por águas mais profundas. A taboa proporciona excelentes habitats naturais para diversos tipos de aves e até pequenos mamíferos.

As taboas são provavelmente as mais versáteis plantas selvagens comestíveis da América do Norte. Todas as partes são comestíveis. Os caules jovens podem ser descascados e comidos crus ou cozidos como aspargos, as flores ainda verdes podem ser cozidas e consumidas como milho na espiga, o pólen dourado pode ser facilmente recolhido ao redor das espigas de flor e misturado com farinha de trigo compõe uma excelente farinha rica em proteína, os pequenos brotos sobre as pontas dos rizomas podem ser comidos crus ou cozidos como mostarda ou outras verduras e as espessas raízes estão cheias de amido e podem ser cozidas como batata, ou transformadas em farinha. Entretanto tal uso não é possível para as plantas envolvidas no tratamento de esgotos (CHRISTMAN, 2006).

As folhas de taboa são utilizadas para tecer cestos e as costas e os assentos de cadeiras. As cabeças das flores são utilizadas em arranjos que podem ser pulverizados com laquê para impedir a sua degradação. Sua folhagem pode ainda ser utilizada para produção de ração animal (CHRISTMAN, 2006).

3.6.13.3 Tifton - 85

Menos conhecido que a Taboa, o *Tifton-85* (figura 3.7) é o resultado do cruzamento da *Tifton-68*, com a introdução PI 290884 que é a melhor do seu gênero, proveniente da África do Sul. De origem híbrida, o *Tifton-85* pode ser obtido apenas a partir de mudas e apresenta excelente adaptação aos mais diversos ambientes. Assim como a Taboa, o capim *Tifton-85* é invasivo e apresenta comportamento descrito como de praga.



Figura 3.7 – Capim *Tifton-85*

Trata-se de gramínea perene, rizomatosa, estolonífera, tem grande massa foliar e quando bem manejada proporciona um excelente fechamento do solo. Suas características principais são:

- Possui rizomas largos, é produtiva, digestível e succulenta;
- Exige solos de boa fertilidade, pouco susceptível a cigarrinhas e geadas;
- Dentre as *Tiftons*, promove o mais alto ganho de peso vivo/hectare/ano, é um híbrido verdadeiro;
- Proporciona excelente fechamento do solo e controle de erosão;
- Gramínea aprovada para manejo baixo de pastagens, corte verde, silagem e fenação.
- Muito palatável para equinos, bovinos, ovinos e caprinos (MICKENHAGEN, 2002).

3.7 Caracterização Hidrodinâmica com Traçadores

Nos processos biológicos de tratamento de esgotos dois fatores são principais e devem ser considerados a fim de aperfeiçoar o processo de autodepuração: as reações bioquímicas que ocorrem no processo e o transporte hidráulico dos constituintes presentes na unidade (LIMA, 2003).

Von Sperling (1996) explica que o modelo hidráulico do reator é função do tipo de fluxo e do padrão de mistura, que por sua vez, dependem da forma geométrica do reator, da quantidade de energia introduzida por unidade de volume, do tamanho ou escala da unidade e outros fatores. Em termos do fluxo no reator, têm-se as duas seguintes condições:

- Fluxo intermitente (em batelada): entrada e/ou saída descontínua;
- Fluxo contínuo: entrada e saída contínuas.

Em termos do padrão da mistura, há dois modelos hidráulicos básicos idealizados, os quais definem um grupo dentro do qual se enquadram as demais alternativas. Tais modelos são o de fluxo em pistão e o de mistura completa, o qual conduz às seguintes principais alternativas de representação hidráulica:

- Fluxo em pistão;
- Mistura completa;
- Fluxo disperso;

- Arranjos de células em série e/ou em paralelo (VON SPERLING, 1996).

Entretanto, com a finalidade de avaliar o comportamento hidráulico de uma unidade já construída realiza-se o teste com um traçador em técnica estímulo-resposta gerando perfis de distribuição do tempo de detenção hidráulica (LIMA, 2003).

3.7.1 Distribuição dos Tempos de Detenção

A distribuição dos tempos de detenção (DTD) representa as várias frações de tempo gastas pelo líquido no sistema, representando, portanto, a distribuição do tempo de contato para o sistema. A DTD do fluido é ainda uma função estatística que descreve a probabilidade de uma fração de partículas do fluido permanecer no volume de controle por um determinado tempo. Seu uso na forma normalizada permite a comparação entre sistemas operando sob diferentes condições (BORGES *et. al.*, 2009).

O tempo médio de detenção hidráulica é determinado a partir do valor médio ou do centróide da curva de distribuição do tempo de detenção hidráulica de traçador que, por característica, reproduz o escoamento dos constituintes presentes no fluido (LEVENSPIEL, 1974 *apud* LIMA, 2003).

Torrens *et. al.* (2009) obtiveram taxas de infiltração da ordem de 1×10^{-4} m/s e curvas de distribuição do tempo de detenção similares para leitos plantados e não plantados, para a mesma granulometria avaliada por Molle *et. al.* (2006). A taxa de infiltração foi quantificada pela medição do nível da superfície de água com sondas de ultra-som e um *Data Logger* em intervalos de 1 minuto. Foram também efetuados testes periódicos com água e traçador (NaCl) monitorado por sensores de condutividade. Este monitoramento permitiu a determinação da distribuição dos tempos de detenção e o tempo de detenção hidráulica médio. Apesar de as curvas DTD serem bem similares, a água fluiu através dos leitos plantados mais rapidamente que pelos filtros não plantados (possivelmente devido à presença dos rizomas criando canais preferenciais). Conforme esperado, para uma mesma TAH, volume de batelada e número de doses, similar à TAH utilizada por Molle *et. al.* (2006), os resultados de traçador mostraram que a água fluiu por filtros de 25 cm mais rapidamente que por filtros de 65 cm (TORRENS *et. al.*, 2009).

Destaca-se que quando o leito não estiver saturado o tempo de detenção será maior que quando o leito estiver saturado (KADLEC & WALLACE, 2008).

3.7.2 Efeito do Regime de Dosagem

A distribuição dos tempos de detenção foi fortemente influenciada pelo fracionamento da taxa de aplicação hidráulica diária (número de doses) conforme as observações de Brissaud (1999 *apud* TORRENS *et. al.*, 2009) e Molle *et. al.* (2006).

Por isso, pelo decréscimo do volume da batelada, o TDH é maior e esta circunstância vai permitir mais próximo e longo contato entre o meio e os poluentes, conforme esquematizado na figura 3.8 (STEVIK *et al.*, 1999 *apud* TORRENS *et. al.*, 2009).

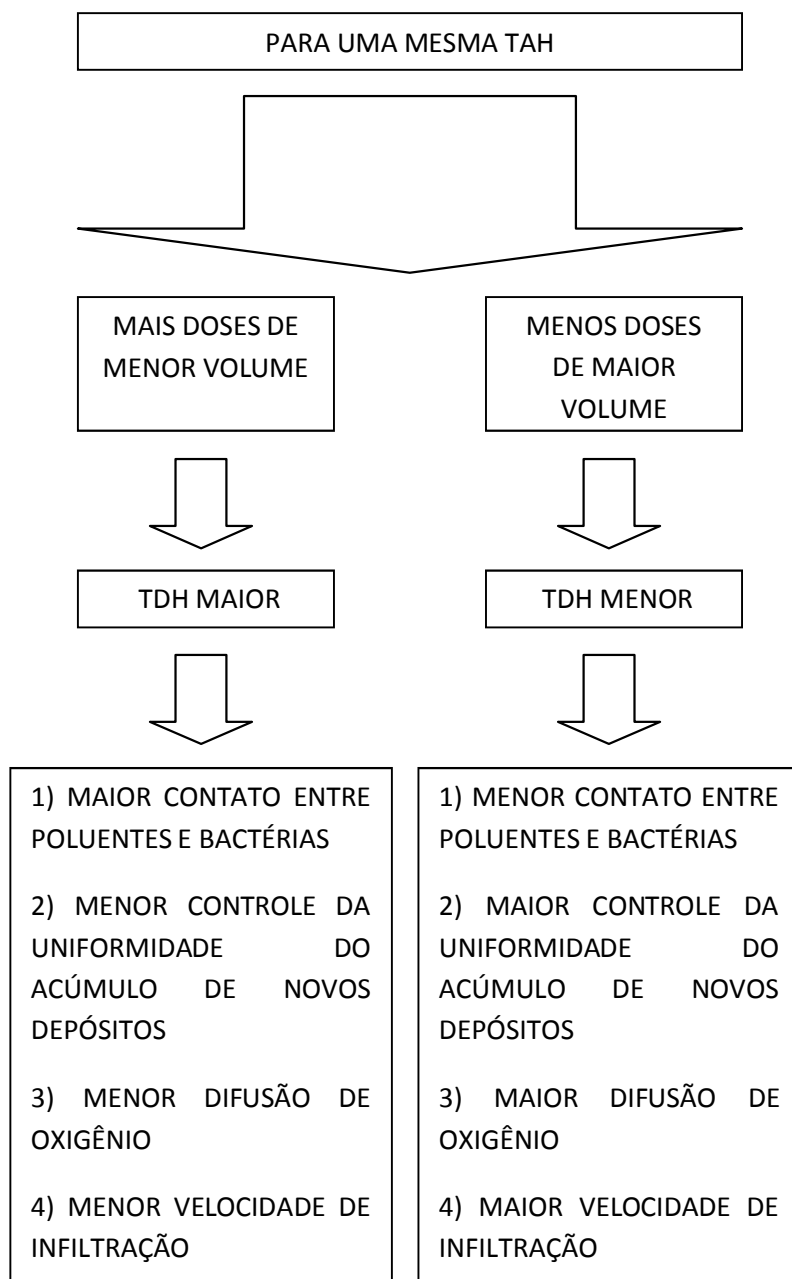


Figura 3.8 – Fluxograma do efeito global do regime de dosagem utilizado

3.7.3 Desvios em Relação à Idealidade

A análise do desempenho hidráulico envolve uma série de parâmetros para verificação do real funcionamento do sistema e sua aproximação aos modelos hidráulicos ideais. Entretanto tais modelos ideais nunca são alcançados pelos sistemas reais.

Nos escoamentos não ideais, ou reais, podem surgir desvios de comportamento em relação à idealidade, de forma mais ou menos acentuada. As possíveis causas destes desvios estão

relacionadas à existência de zonas mortas no interior de reatores, à recirculação interna de materiais, a caminhos preferenciais para os elementos, à agitação mal feita (no caso de reatores de mistura), à má colocação de partículas sólidas (no caso de reações e equipamentos com leito fixo) e ao efeito da parede das unidades sobre o fluxo de materiais. Tal análise tem sido desconsiderada em diversos trabalhos e pode culminar com a formulação de modelos de sistemas que não alcançarão a eficiência esperada (DANTAS *et. al.*, 2000; LEVENSPIEL, 2000).

A existência destes fatos pode estar relacionada a várias situações, como por exemplo:

- Presença de regiões de estagnação (ou zonas mortas) que podem ser causadas pela configuração inadequada da unidade;
- Presença de curtos-circuitos hidráulicos, que podem ser causados pela formação de caminhos preferenciais no interior da unidade (figura 3.9);
- Presença de dispersão axial em unidades de escoamento pistonado, podendo ocorrer a saída antecipada do efluente, conforme destacam Metcalf & Eddy (2003).

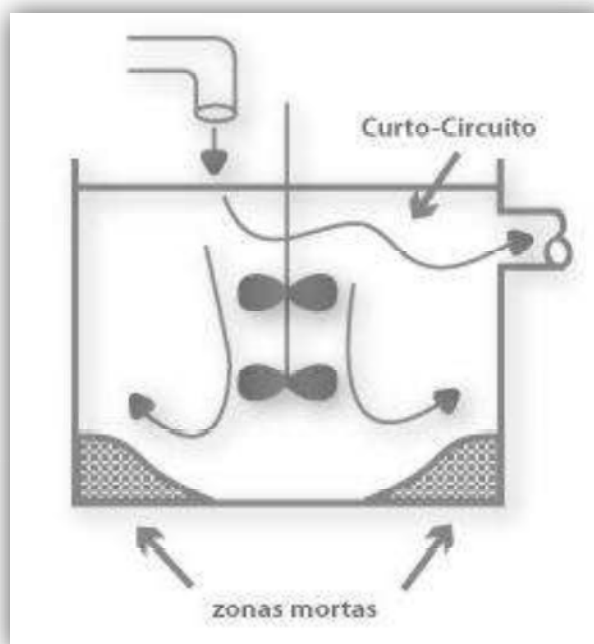


Figura 3.9 – Escoamento não ideal: formação de zonas mortas e caminhos preferenciais (FCTUC – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Química)

Esses desvios normalmente geram modificações no comportamento hidráulico de um sistema. Eles causam variações no TDH e na eficiência de uma unidade, uma vez que as equações de cinética química serão diferentes das pressupostas no projeto (DANTAS *et. al.*, 2000).

3.7.4 Avaliação de Desvios em Relação à Idealidade

Após o estímulo inicial, registra-se o tempo que o traçador leva para deixar o recipiente. As formas de estímulo podem ser ao acaso, cíclica, como uma perturbação degrau ou como uma perturbação do tipo pulso (aplicada de uma única vez em breve período de tempo), as quais fornecem respostas de feições e interpretações diferentes.

Alguns métodos podem ser aplicados para caracterizar o grau de não idealidade do escoamento. Um deles consiste na técnica de Estímulo-Resposta, em que se perturba o sistema através da entrada de um traçador, um fluido inerte, em fluxo co-corrente ao escoamento principal (DANTAS *et. al.*, 2000). O primeiro requisito para se validar um teste com traçadores é a sua recuperação quase total na saída da unidade, feita pela checagem do somatório das massas de saída (BORGES *et. al.*, 2009).

Para se realizar esse estudo é utilizado, como ferramenta, um traçador que geralmente vai alterar a cor ou a condutividade do meio durante a sua passagem pela unidade. Existem ainda os traçadores radioativos, isótopos radioativos (ou radioisótopos), que devido à propriedade de emitir radiações são utilizados como traçadores. Esse traçador escolhido dentre os diversos tipos deve possuir algumas características, como: não afetar o fluxo, ou seja, deve ter a mesma densidade da água quando diluído; ser conservativo; ser possível a sua injeção em um curto espaço de tempo; apresentar baixa dispersão molecular (ou não se misturar), não ser absorvido e não reagir com a superfície exposta da unidade, entre outras (LEVENSPIEL, 2000; FARAH, 2007).

Farah (2007) relata que os traçadores mais utilizados são o Vermelho Congo, compostos fluorescentes, o ácido fluorsilícico (H_2SiF_6), o gás Hexaflúor (SF_6), o cloreto de lítio (LiCl), o permanganato de potássio, a rodamine WT, os isótopos radioativos e o cloreto de sódio (NaCl).

Adicionar um traçador a um sistema de fluxo intermitente é uma tarefa mais complexa que a um sistema de fluxo contínuo. São necessários cuidados adicionais para se garantir as condicionantes de um teste com traçadores. A aplicação em pulso, por exemplo, deve ser

realizada alguns instantes antes da aplicação de uma batelada. Deve ainda ser realizada de tal maneira que seja evitada a precipitação do traçador, ou até mesmo a aplicação sem a mistura completa no volume total a ser aplicado. Desta maneira, são esperados também maiores desvios em relação aos estudos realizados em sistemas de fluxo contínuo.

Quando um traçador inerte é adicionado a um sistema de dosagem intermitente, as curvas de respostas seguem em geral a forma de sino que é vista para sistemas de fluxo contínuo, entretanto com ligeiras deflexões durante o curso de cada ciclo (SCHWAGER AND BOLLER, 1997; TONNER *et al.*, 2002a *apud* KADLEC & WALLACE, 2008).

Na prática, o traçador de concentração conhecida, facilmente detectável e que não participe de nenhum processo físico ou químico que transforme ou altere a hidrodinâmica do fluido, será injetado na entrada da unidade na forma de pulso (rapidamente) e nesse momento os tempos que as frações de traçador levam para deixar o sistema passam a ser monitorados por métodos analíticos convenientes, obtendo-se assim a curva de distribuição do tempo de residência. Tais cuidados são de grande importância para que a distribuição obtida corresponda fielmente à do fluido do processo, pois, em verdade, o que se obtém é a DTD do traçador (DANTAS *et al.*, 2000; METCALF & EDDY, 2003; LEVENSPIEL, 2000).

Adicionalmente é necessário elaborar um modelo de escoamento hidrodinâmico que descreva o comportamento do traçador desde a injeção do mesmo na corrente líquida até a saída, incluindo a passagem pelo leito do reator a fim de se dispor de uma expressão com parâmetros cinéticos, para determinação de vazamentos em tubos ou para se medir as relações traçador - partículas. Desta maneira, o teste com traçador que utiliza a técnica “Estímulo-Resposta” pode gerar perfis de distribuição do TDH.

O desvio da condição ideal pode ser relacionado aos processos dispersivos na unidade. A avaliação da dispersão em uma *wetland* pode ser feita através da análise da sua DTD. No entanto, o ajuste dos modelos de escoamento e a obtenção dos parâmetros hidráulicos podem ser dificultados pelas condições ambientais locais e pelos processos biológicos que ocorrem em uma unidade *wetland*. Portanto, enfatiza-se que na escolha dos traçadores a serem usados, fatores como toxicidade, reatividade, solubilidade e limite de detecção também devem ser considerados (DIERBERG E DEBUSK, 2005 *apud* BORGES *et al.*, 2009).

Destaca-se que Lima (2003) avaliou o comportamento do transporte hidráulico em uma unidade por meio de traçador, através do qual obteve a composição da curva de distribuição do TDH possibilitando o cálculo do número de dispersão axial, do tempo médio de detenção hidráulica e ainda a avaliação da fração de volume morto.

3.7.5 Fundamentos do Escoamento Não Ideal - Modelagem

Testes com traçadores servem de suporte para a modelagem e cálculo da remoção de contaminantes em uma *wetland*. Há muitos modelos de comportamento não ideal que podem ser usados e tipicamente envolvem combinações em série e em paralelo dos dois modelos hidráulicos idealizados de fluxo: o de mistura completa e o de fluxo em pistão (BORGES *et al.*, 2009).

Entretanto, desvios dos dois modos de escoamento ideal podem ser causados por formação de caminhos preferenciais de fluido, reciclagem de fluido, ou por zonas mortas, o que diminuirá o desempenho da unidade, conforme comentado anteriormente (LEVENSPIEL, 2000).

3.7.5.1 Curva DTD

Segundo Levenspiel (2000), elementos do fluido que adotem rotas diferentes através do reator podem levar tempos diferentes para passar através dele. A representação da curva DTD na forma normalizada é feita de modo que a área sob a mesma seja sempre 1, conforme equação 3.1:

$$\int_0^{\infty} E \times dt = 1 \quad (3.1)$$

Esse procedimento, conhecido como normalização da distribuição, permite a comparação entre sistemas operando sob condições diferentes.

Para a utilização desta metodologia de análise dos dados, Levenspiel (2000) destaca que se considera o escoamento como estacionário, sem reação e que o fluido deve entrar e sair do reator uma única vez. Esta última é a condição de contorno de “reator fechado”.

A fração da corrente de saída com idade entre “*t*” e “*t+dt*”, ou seja, o tempo gasto por um elemento no reator será dado pela equação 3.2.

$$\boxed{E \times dt} \quad (3.2)$$

A fração mais nova que a idade t_1 é dada pela equação 3.3.

$$\boxed{\int_0^{t_1} E \times dt} \quad (3.3)$$

A fração mais velha que t_1 é dada pela equação 3.4.

$$\boxed{\int_{t_1}^{\infty} E \times dt = 1 - \int_0^{t_1} E \times dt} \quad (3.4)$$

A curva E faz-se necessária para se considerar um escoamento não ideal. Para determinação de E usa-se um traçador físico ou não reativo e aplica-se então um dos dois métodos experimentais mais simples: o da função pulso ou o da função degrau. Somente o método que utiliza a função pulso será tratado neste trabalho.

3.7.5.2 Função Pulso

O método experimental utilizado para a obtenção da distribuição da idade de saída do fluido, $E(t)$, e a elaboração da análise do desempenho hidráulico é a composição da Função Pulso através do uso de traçadores.

Para conhecidos volume (V) e vazão (Q) introduz-se instantaneamente no fluido que entra M quilogramas ou moles de traçador e registra-se na saída a concentração e o tempo. Ao final tem-se a curva C_{pulso} .

Em alguns casos utiliza-se a medição da quantidade de íons em solução através da valoração da condutividade elétrica – CE e posterior elaboração da curva de padrões hidrodinâmicos que permite a conversão de valores de CE em valores de concentração. Um exemplo deste tipo de medição é realizado ao se utilizar NaCl como traçador.

O intervalo de tempo de amostragem está representado por Δt_i e a concentração de determinada fração por C_i .

A área sob a curva C_{pulso} será dada pela equação 3.5.

$$A = \int_0^{\infty} C dt \cong \sum C_i \Delta t_i \cong \sum C_x \Delta t = M / Q \quad (3.5)$$

O tempo médio pode ser mensurado pela equação 3.6.

$$\bar{t} = \frac{\int_0^{\infty} t C dt}{\int_0^{\infty} C dt} \cong \frac{\sum t_i C_i \Delta t_i}{\sum C_i \Delta t_i} \xrightarrow{\Delta t \text{ Constante}} \frac{\sum t_i C_i}{\sum C_i} \quad (3.6)$$

De modo que \bar{t} é o tempo médio de residência proveniente da curva do traçador, t o tempo e t_i o tempo na i ésima medição realizada.

Para se obter a função de distribuição da idade de saída do fluido, que nada mais é que a distribuição do tempo que os elementos do fluido levam para passar pelo reator deve-se utilizar a área unitária sob a curva. Para se obter tal resultado basta que cada leitura de concentração seja dividida pela área determinada pela Equação 3.5. Trata-se da normalização da curva para permitir a comparação entre as unidades (LEVENSPIEL, 2000).

$$E = \frac{C_{pulso}}{M / Q} \quad (3.7)$$

Para se identificar o percentual de traçador aplicado que deixou o reator até um tempo qualquer t , Levenspiel (2000) pauta que se deve aplicar a equação 3.8 e compor a Curva Cumulativa de Distribuição dos Tempos de Residência, $F(t)$ (figuras 5.13, 5.14, 5.16, 5.18 e 5.20).

$$F(t) = \int_0^t E(t) dt \cong \sum E(t) \Delta t \quad (3.8)$$

É importante ressaltar que é de extrema importância o conhecimento do comportamento hidrodinâmico de um reator, a fim de se estabelecer o regime de fluxo e de se detectar a presença de anomalias do fluxo no aparato do processo (detecção de zonas mortas, canais preferenciais, curtos-circuitos, etc., que reduzem a eficiência do reator) (DANTAS *et. al.*, 2000; LEVENSPIEL, 2000; METCALF & EDDY, 2003).

3.7.6 Análise do Desempenho Hidráulico

A análise do desempenho hidráulico de reatores tem sido omitida ou desconsiderada na maioria dos trabalhos e, isso tem levado à construção de modelos de unidades que não alcançarão a eficiência esperada (METCALF & EDDY, 2003).

Para a análise do desempenho hidráulico alguns parâmetros como o tempo médio de residência, a dispersão axial e o tipo de escoamento são calculados e permitem concluir o grau de adequação da unidade quanto ao uso que lhe é dado. Quando se projeta uma unidade, o objetivo é sempre alcançar um dos tipos de escoamento considerado ótimo: o escoamento pistonado ou o escoamento de mistura completa. Entretanto, conforme descrito anteriormente, os reatores reais sempre se desviam dos ideais (LEVENSPIEL, 2000; METCALF & EDDY, 2003).

A partir da curva de DTD vários termos utilizados para se fazer a análise do desempenho hidráulico das unidades podem ser determinados. Os termos mais utilizados (figura 3.10), para o tratamento de efluentes líquidos são, conforme relatado por Metcalf & Eddy (2003):

- TDH: tempo de detenção hidráulica nominal (volume/vazão);
- T_i : tempo no qual o traçador começa a aparecer;
- T_p : tempo no qual a concentração de pico do traçador é observada;
- T_m : tempo médio de detenção hidráulica;
- T_{10} : tempo no qual 10% do traçador já passaram pela unidade (tempo que representa 10% da área sob a curva de percentuais acumulados);
- T_{90} : tempo no qual 90% do traçador já passaram pela unidade (tempo que representa 90% da área sob a curva de percentuais acumulados).

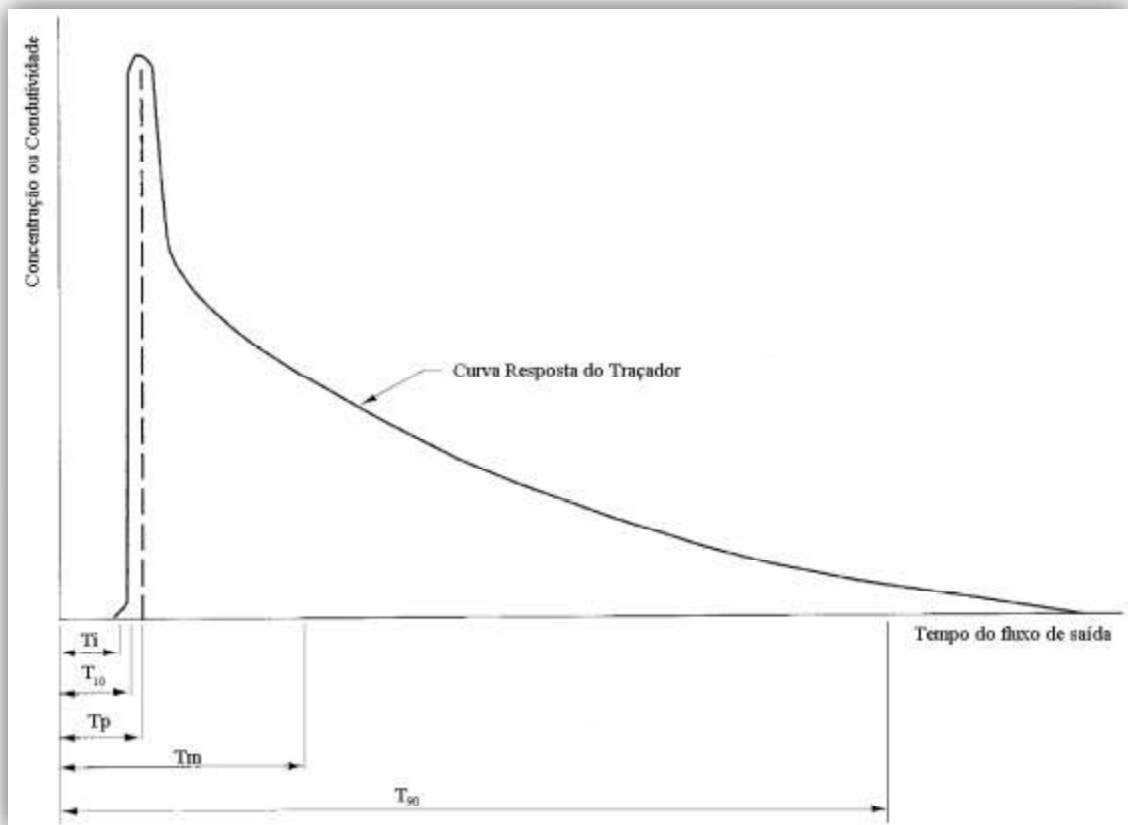


Figura 3.10 – Termos mais utilizados nos testes com traçadores (função pulso). Adaptado de US ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION (1992) e Farah (2007).

Estes termos podem ser determinados a partir da curva C_{pulso} . Conforme destacado por Metcalf & Eddy (2003) e posteriormente executado por Farah (2007), os parâmetros mais conhecidos relacionados à análise do desempenho hidráulico e suas definições são:

- IDM – Índice de Dispersão de Morrill: Deve ser 1 para sistema pistonado ideal e por volta de 22 para sistema de mistura completa; calculado como: $IDM = \frac{T_{90}}{T_{10}}$;
- ICC – Índice de Curto-Circuito: Para sistema com comportamento pistonado ideal, a razão é 1 e aproximadamente 0 para sistema com comportamento de mistura completa; calculado como: $ICC = \frac{T_i}{TDH}$;
- ITMR – Índice de Tempo Modal de Retenção: A relação se aproximará de 1 para comportamento pistonado e de 0 para comportamento de mistura completa. O valor da

razão maior ou menor que 1 indica que a distribuição não está uniforme. É calculado

$$\text{como: } ITMR = \frac{T_p}{TDH};$$

- ITRM – Índice do Tempo de Retenção Médio: O valor 1 indica que foi feito uso integral do volume do sistema. O valor da razão maior ou menor que 1 indica a existência de curtos-circuitos e zonas mortas. É definido por: $ITRM = \frac{T_m}{TDH}$;
- d – Número de Dispersão: O seu valor é 0 para fluxo pistonado ideal e tende ao infinito para mistura completa ideal. A avaliação do grau de dispersão é feita conforme tabela 3.4 (METCALF & EDDY, 2003).

Tabela 3.4 – Avaliação do grau de dispersão

	Nenhuma	:	d	=	0
	Pequena	:	d	<	0,05
Dispersão	Moderada	:	d	=	0,05 a 0,25
	Grande	:	d	>	0,25

Para o cálculo do número de dispersão, primeiramente deve-se avaliar o efeito da dispersão na distribuição. A variância (σ^2) representa o efeito de dispersão na distribuição, que pode ser calculado pela equação 3.9 (DANTAS *et. al.*, 2000; METCALF & EDDY, 2003):

$$\sigma^2 = \frac{\sum t_i^2 C_i \Delta t_i}{\sum C_i \Delta t_i} - T_m^2 \quad (3.9)$$

Sendo que o T_m é definido pela equação 3.9.

$$T_m = \frac{\sum t_i C_i \Delta t_i}{\sum C_i \Delta t_i} \quad (3.10)$$

Se σ^2 é grande, tem-se grande dispersão, e o desvio da idealidade é grande. Por outro lado, se o valor for pequeno, tem-se pouca dispersão e pequeno desvio da idealidade.

O tempo de detenção hidráulica (TDH), assim como a variância (σ^2), são importantes para a determinação do regime de fluxo do traçador pois, alguns modelos clássicos atuais como o da

dispersão axial, o de tanques em série e alguns modelos semi-empíricos requerem esta informação para sua aplicação (DANTAS *et. al.*, 2000).

Deste modo o número de dispersão será recalculado pela equação 3.11.

$$d = \frac{\sigma^2}{2Tm} \quad (3.11)$$

Conforme destacado anteriormente, para a análise do desempenho hidráulico, utilizou-se a curva da concentração normalizada em função do tempo. Segundo Metcalf & Eddy (2003), a curva de resposta do traçador torna-se mais assimétrica quanto maior for a dispersão.

3.8 Noções de Condutividade Elétrica

Após verificar que os conceitos relativos à química envolvida no parâmetro Condutividade Elétrica (CE) de uma solução não são de conhecimento de parte do meio acadêmico, e na intenção de favorecer o entendimento das questões que envolvem a CE de um efluente, optou-se pela inserção deste item para fornecer subsídios ao melhor entendimento do uso de NaCl como traçador.

Substâncias moleculares em solução sofrem ionização, ou seja, sofrem rompimento da molécula. Mas não são todas as moléculas que se ionizam, existe um grau de ionização chamado alfa (MULLER, 2002). Estes solutos são chamados eletrólitos e suas soluções conduzem eletricidade melhor que o solvente puro.

Geralmente os eletrólitos são fornecidos por substâncias iônicas como: NaCl, NaOH, dentre outros em solução. Como exemplo, os eletrólitos constituintes do cloreto de sódio, NaCl, são: o íon de sódio (Na^+) – cátion e o íon de cloreto (Cl^-) – ânion (MULLER, 2002; USP, 2009).

A condutividade elétrica é a capacidade que o efluente possui de conduzir corrente elétrica. Este parâmetro está profundamente relacionado com a presença de sais e, portanto com a quantidade de íons mono e multivalentes dissolvidos no efluente, partículas carregadas eletricamente. Quanto maior for a quantidade de íons dissolvidos, maior será a condutividade elétrica deste efluente.

A condutividade elétrica do efluente pode variar de acordo com a temperatura e a concentração total de substâncias ionizadas dissolvidas. Em efluentes cujos valores de pH se localizam nas faixas extremas ($\text{pH} \leq 5$ ou $\text{pH} \geq 9$), os valores de condutividade podem ser devidos apenas às altas concentrações de poucos íons em solução, dentre os quais os mais freqüentes são o H^+ e OH^- (MULLER, 2002).

No Sistema Internacional de Unidades a condutividade elétrica é a medida da condutância por unidade de comprimento, em Siemens por metro. O Siemens é uma unidade de condutância elétrica. Condutância elétrica é o inverso de resistência elétrica.

A água pura é um isolante elétrico, pelo que a sua resistência é infinita e a sua condutividade é nula. Se a água tiver algumas substâncias dissolvidas, deixa de ser pura e passa a ser condutora elétrica. A sua resistência torna-se inferior a infinito e sua condutividade torna-se superior a zero.

Uma maneira de determinar a pureza da água é medindo a sua condutividade. Considera-se que a água é pura para uma condutividade inferior a $0,055 \mu\text{s}/\text{cm}$. Para uma concentração de $0,05 \text{ mg}/\text{l}$ de cloreto de sódio, a condutividade da água é $0,105 \mu\text{s}/\text{cm}$ (USP, 2009).

Em águas continentais, os íons diretamente responsáveis pelos valores da condutividade são, entre outros, o cálcio, o magnésio, o potássio, o sódio, carbonatos, carbonetos, sulfatos e cloretos. O parâmetro condutividade elétrica não determina, especificamente, quais os íons que estão presentes em determinada amostra de água, mas pode contribuir para possíveis reconhecimentos de impactos ambientais que ocorram na bacia de drenagem ocasionados por lançamento de resíduos industriais, mineração, esgotos e outros (MULLER, 2002).

Lo Monaco *et al.* (2004) utilizaram a premissa de que, com base em elevados coeficientes de determinação obtidos, uma equação linear pode estimar com confiabilidade a concentração de sais, tomando-se a condutividade elétrica como variável dependente.

Oliveira *et al.* (2009) obtiveram resultados que apresentaram fortes indicativos, que se repetiram em todos os testes, de que durante a remoção da matéria orgânica, há um decréscimo da condutividade elétrica. No início da fase de nitrificação, há uma alteração brusca na condutividade elétrica e quando atingida a fase endógena, a condutividade permanece constante.

3.9 Pesquisas Complementares

Tendo em vista que os processos de decomposição da matéria orgânica ocorrem em diferentes situações, tais como no corpo de água corrente, no solo, na rizosfera das plantas, na interface água-solo e na superfície das argilas ou das pedras, torna-se difícil, muitas vezes, o estudo dos mecanismos de transformação. Há evidente necessidade de maiores esforços de pesquisa nas seguintes áreas:

- Transporte de oxigênio das folhas para o sistema radicular das macrófitas utilizadas;
- Processos aeróbios e anaeróbios de decomposição da matéria orgânica;
- Interações entre microrganismos dos sistemas despoluidores e patógenos dos efluentes diversos;
- Nos solos filtrantes, em particular, tem sido indicada a necessidade de estudos da dinâmica do processo a diferentes níveis de profundidade de solo, tanto para sistema com fluxo ascendente como para descendente;
- Importância do transporte e difusão de oxigênio pelas plantas nos solos filtrantes a diferentes profundidades;
- Pesquisas de aprimoramento e taxas máximas de aplicação para diferentes sistemas de *wetlands*;
- Modelagem numérica de dados considerando-se equações de transporte, degradação aeróbia e difusão da aeração.

A modelagem numérica está se tornando mais e mais popular no campo de *wetlands* construídas, especialmente para leitos de fluxo vertical. Não obstante, ela permite descrever um fenômeno que a modelagem monofásica não pode reproduzir e nos permite estimar o erro produzido por esta última (FORQUET, 2009).

A modelagem em duas dimensões é necessária para investigar alguns fenômenos como os caminhos preferenciais ou para testar alternativas de concepção de engenharia. A fim de tornar o modelo mais utilizável por mais cientistas há a necessidade de se melhorar a convergência numérica e a velocidade de computação por meio do uso combinado de elementos finitos mistos e descontínuos, ainda não disponível (NAYAGUM *et. al.*, 2004; MOSE *et. al.*, 1994 *apud* FORQUET, 2009).

Finalmente, a união de equações de transporte e de degradação para oxigênio permitirá contar com dados de difusão e estado gasoso, salientando a sua relativa importância para a convecção nas diferentes simulações destacadas por Forquet (2009).

4. MATERIAL E MÉTODOS

4.1 Proposta inicial

A proposta inicial desta pesquisa foi a avaliação de desempenho dos leitos de fluxo vertical em escala piloto e o desenvolvimento de um sistema simplificado de alimentação em batelada para os leitos de fluxo vertical de maneira a viabilizar seu futuro uso em regiões mais carentes e sem a disponibilidade de mão de obra qualificada.

O sistema de tratamento de esgotos composto por leitos de fluxo vertical requer um sistema de alimentação intermitente por meio de bateladas, que normalmente podem ser obtidas por meio da utilização de bombas e/ou válvulas do tipo solenóide acopladas a sensores de nível com comando elétrico.

Entretanto, para o desenvolvimento de um equipamento que não consumisse energia elétrica, apresentasse instalação e operação simplificada e que tivesse baixo custo de implantação e manutenção, foram desenvolvidos dois modelos de sistema de alimentação intermitente, ambos denominados de sifão dosador.

O sistema de alimentação idealizado N°1 foi composto por duas placas que se movimentavam verticalmente sobre um eixo (figura 4.1, 4.2 e 4.3). A placa inferior (metal) se deslocava por gravidade por meio de suas guias para a parte mais funda da caixa de alimentação, se apoiava sobre a tubulação central de saída, que alimentava diretamente o leito e, desta maneira a obstruía cessando a alimentação da unidade temporariamente.

Com a saída da caixa de alimentação obstruída, e mantida a alimentação de entrada de esgoto promovia-se então o enchimento da caixa. A placa superior (isopor) passava então a trabalhar como uma bóia. À medida que o nível de esgoto aumentava na caixa de alimentação o isopor deslocava as duas placas até a parte alta no final do eixo. Neste momento de maneira concomitante a placa inferior deixava de obstruir a saída da caixa e tinha-se a aplicação da batelada.

O sistema N°1 funcionou parcialmente quando a caixa foi testada com água. Porém não se mostrou robusto o suficiente para prosseguimento dos testes com esgoto bruto. Seu material de fundo não apresentava boa vedação e as partes em isopor apresentavam grande deformação devido ao peso da água no momento em que se atingia a parte superior do eixo (figura 4.3).

Assim, este protótipo foi descartado por não atender ao requisito da proposta inicial de apresentar instalação, manutenção e operação simplificadas.

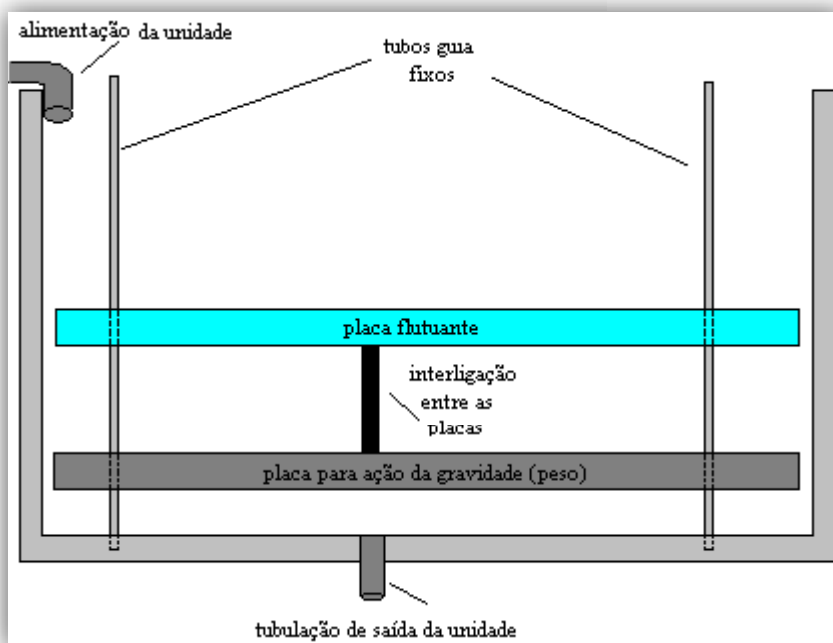


Figura 4.1 – Esquema de funcionamento do Sistema N°1



Figura 4.2 – Sistema N°1 com as placas à mostra



Figura 4.3 - Sistema Nº1 no modo de operação

A configuração do sistema de alimentação idealizado Nº2 consta apenas de uma curva de 90° acoplada a uma tubulação de 80 centímetros de comprimento e 50 mm de diâmetro, com um sistema de bóias e pesos feito com vasilhame “*pet*” e brita. Sua fixação no tanque é feita através de um mangote flexível (para piscinas) e braçadeiras, possibilitando, assim, seu movimento no interior do tanque.

O funcionamento do sifão iniciava-se com o enchimento da caixa com uma vazão constante de esgoto bruto. O sifão flutuava e subia juntamente com o nível do esgoto no interior da caixa até atingir um batente que o impedia de continuar a subir (figura 4.4 e 4.5). O nível de esgoto no interior da caixa continuava a subir até ocupar o volume antes destinado à bóia, que passava então a atuar como peso.

Com a capacidade de flutuação reduzida, o sifão ia então ao fundo da caixa. Iniciava-se assim o “sifonamento” e a aplicação da batelada. O sistema foi dimensionado para aplicar 1 metro cúbico em 5 minutos. Ao esvaziar a caixa, o sifão terminava por flutuar no líquido restante devido à formação do vórtice de ar e ao esvaziamento do volume de bóia, e iniciava novamente a subida (figura 4.6). Esse ciclo, repetido algumas vezes ao dia, fornecia a intermitência necessária para a alimentação.

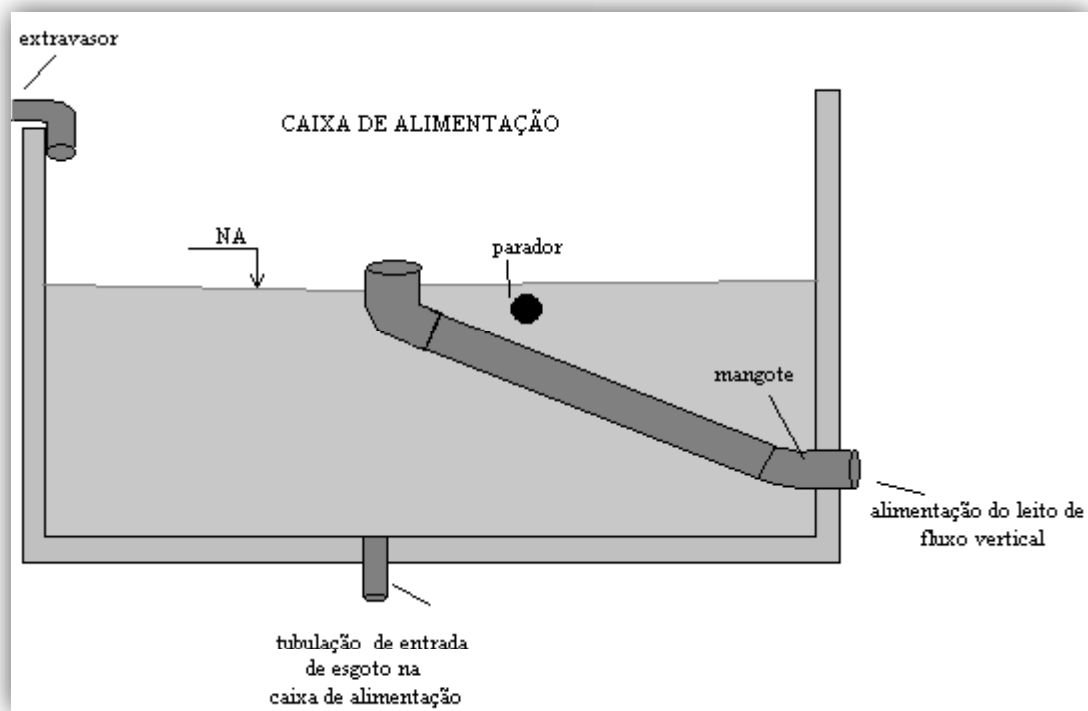


Figura 4.4 – Esquema de Funcionamento do Sistema Nº2



Figura 4.5 – Sistema Nº2 detido pelo batente

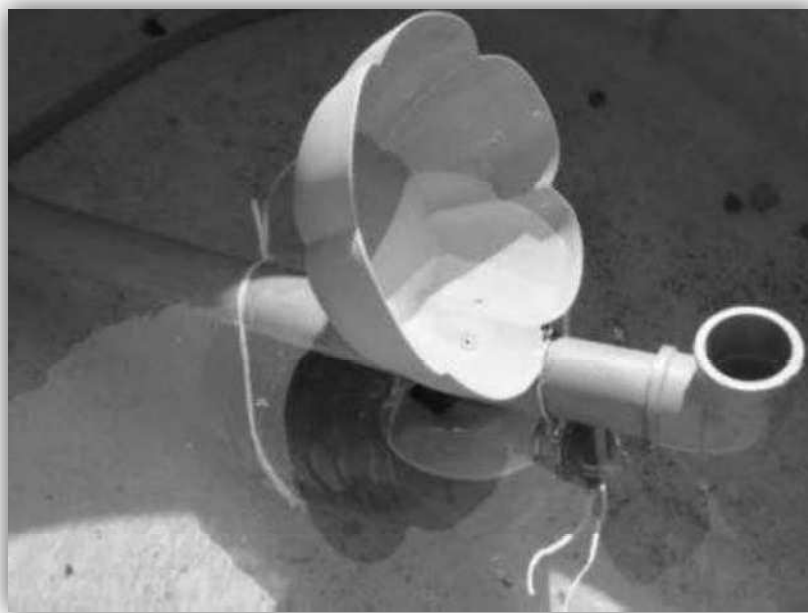


Figura 2.6 – Sistema N°2 após formação do vórtice

O sistema N°2 funcionou parcialmente durante os testes com água, entretanto apresentou grande instabilidade de funcionamento ora operando bem ora não. Não foi possível identificar as razões para tal comportamento. Foram pesquisadas cerca de 50 conformações diferentes de sifão durante mais de 10 meses de trabalho.

Diante do insucesso dos sistemas de alimentação idealizados prosseguiu-se a pesquisa realizando-se testes em um sistema composto por uma válvula solenóide acoplada a dois sensores de nível de acionamento elétrico. O sistema operou de maneira satisfatória quando o fluido de alimentação utilizado foi água ao passo que para esgoto bruto ocorreram seguidos episódios de entupimento e paralisação do sistema de alimentação (figura 4.7 e 4.8).

Por fim, mediante novo insucesso em mais 4 meses de trabalho, optou-se pela utilização do sistema elevatório intermitente convencional composto por sensores de nível de acionamento elétrico implantados juntamente com uma bomba do tipo "NEMO" modelo NM045BY01L06B e um inversor de frequência compatível (figura 4.9), adquiridos junto à empresa NETZSCH DO BRASIL INDUSTRIA E COMERCIO LTDA.

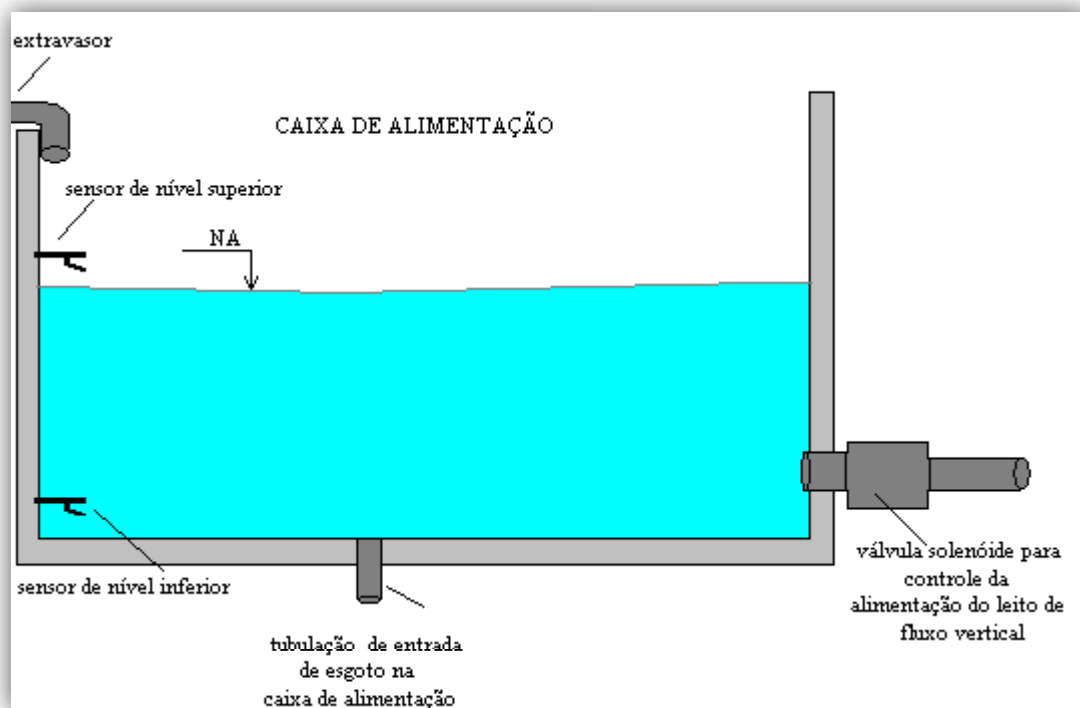


Figura 4.7 – Esquema de funcionamento do sistema composto por uma válvula solenóide e dois sensores de nível



Figura 4.8 – Válvula solenóide testada no Centro de Pesquisa e Treinamento em Saneamento – CePTS



Figura 4.9 – Bomba do tipo Nemo

4.2 Alteração da Proposta

Perante os fatos aqui relatados, optou-se pela alteração do foco desta dissertação, que passou a incorporar com maior ênfase a avaliação hidráulica dos leitos de fluxo vertical em escala piloto.

A justificativa para tal alteração é fundamentada no fato de que testes hidráulicos apresentam resultados em tempo bastante inferior à avaliação de parâmetros de desempenho, tais como demanda bioquímica de oxigênio ou aferição de valores de fósforo ou nitrogênio. Justifica-se ainda no fato de que foram utilizados 14 de 24 meses disponíveis para a finalização do mestrado na tentativa de desenvolvimento do projeto sifão dosador.

4.3 Aspectos iniciais

A parte experimental desta pesquisa foi realizada no CePTS UFMG/COPASA (figura 4.11 e 4.12), localizado no interior de uma das estações de tratamento de esgotos de Belo Horizonte, ETE – Arrudas (figura 4.10), em Minas Gerais. Para apoio à parte experimental e para a elaboração da Curva de Padrões Hidrodinâmicos utilizou-se o espaço dos laboratórios do DESA/UFMG.



Figura 4.10 – CePTS na ETE Arrudas



Figura 4.11 - Vista geral do CePTS



Figura 4.12 – CePTS, destacada a escala piloto dos leitos de fluxo vertical

4.4 Origem do Afluente

O esgoto utilizado para o desenvolvimento da pesquisa é o mesmo conduzido ao tratamento da ETE-Arrudas, ou seja, esgoto urbano bruto típico, gerado nas cidades de Belo Horizonte e Contagem. Após passar pelo tratamento preliminar da referida estação, há a tomada de uma alíquota do esgoto que seguiria para tratamento primário, que segue então diretamente para o CePTS, em sua forma bruta.

O esgoto derivado é recebido no CePTS e imediatamente bombeado para cerca de 6 metros de altura, na caixa de derivação. Em seguida, por gravidade o esgoto flui às unidades em pesquisa, na suas respectivas vazões de projeto.

4.5 Caixa de alimentação

O esgoto que deixa a caixa de derivação flui por gravidade por uma tubulação de 100 metros de extensão até atingir a caixa de alimentação dos leitos de fluxo vertical. Uma vez na caixa de alimentação, o esgoto permanece até o momento da aplicação da batelada. A aplicação é realizada a cada hora, e desta maneira o completo enchimento da caixa acontece após uma hora de acumulação da vazão de entrada, conforme esquema geral das unidades implantadas, apresentado na figura 4.13.

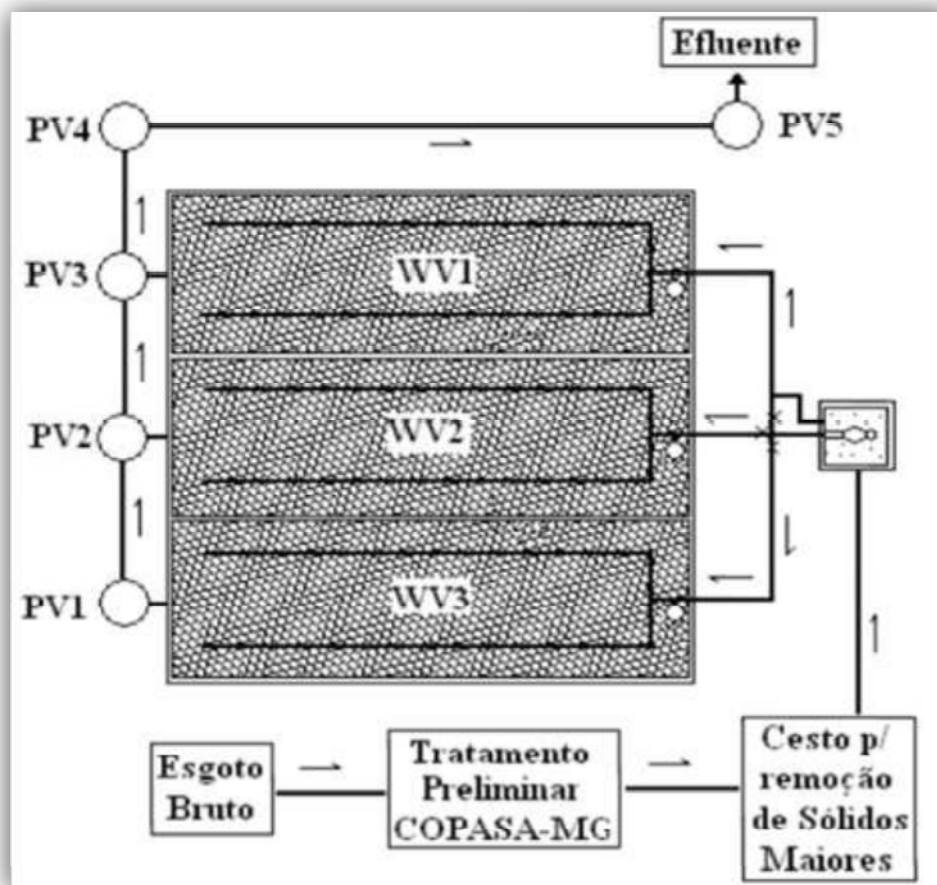


Figura 4.13 – Esquema geral das unidades implantadas

4.6 Aspectos Construtivos

4.6.1 Dimensionamento do Sistema

Para a determinação da área necessária ao sistema consideraram-se contribuições per capita de DQO, SS e NTK típicas para esgotos domésticos brutos para a determinação das taxas de aplicação para uma população de 100 habitantes (VON SPERLING, 2005). Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Taxas utilizadas para o dimensionamento dos leitos de fluxo vertical

População (habitantes)	TAH ($m^3 / m^2 \times d$)	T DQO ($kg / m^2 \times d$)	T SS ($kg / m^2 \times d$)	T NTK ($kg / m^2 \times d$)
100	0,37	0,30	0,15	0,03

O dimensionamento foi realizado conforme modelo francês, fundamentado nas cargas aplicadas (MOLLE *et al.*, 2006). O experimento em escala piloto construído foi constituído por três leitos filtrantes em paralelo de 1º estágio, sendo um não plantado (controle) e outros dois plantados (figura 4.14). Os valores obtidos no dimensionamento estão apresentados na tabela 4.2. Não foram implantadas as unidades de 2º estágio, tal como preconizado no sistema francês.

Tabela 4.2 – Valores obtidos no dimensionamento dos leitos

Nº de Leitos	Área Total (m ²)	Por leito filtrante		
		Largura (m)	Comprimento (m)	Área (m)
3	86	3,1	9,3	29



Figura 4.14 – Vista das unidades construídas, antes do plantio

4.6.2 Espécies Vegetais

As espécies vegetais utilizadas foram a *Typha latifolia* e o *Tifton-85*. A unidade número 1 foi plantada com Taboa, a unidade número 2 foi mantida como unidade de controle e a unidade número 3 foi plantada com *Tifton-85*.

As espécies foram escolhidas em função de algumas de suas características determinantes a este processo de tratamento de esgotos. As espécies são perenes e tolerantes à mistura com outras espécies. São ainda adaptáveis às condições climáticas e ao solo locais, apresentam boa resistência ao alagamento e também elevada taxa de absorção de nutrientes.

Após grandes dificuldades em encontrar locais de disponibilidade do capim *Tifton-85* para doação obteve-se sucesso na busca. Foi localizada a Fazenda Santa-Maria, pouco adiante da cidade de Divinópolis (cerca de 170 km de Belo Horizonte) que cedeu as mudas.

O plantio foi realizado, conforme Molle *et. al.* (2005), utilizando-se o espaçamento de 4 mudas por metro quadrado da área de cada leito para as duas espécies utilizadas.

4.6.3 Material de Preenchimento

O material de preenchimento dos leitos filtrantes foi escolhido conforme faixas de granulometria e camadas sugeridas por Molle *et. al.* (2005) e ainda conforme a disponibilidade comercial local de material equivalente (Tabela 4.3). A disposição das camadas está apresentada na figura 4.15.

Tabela 4.3 – Material de preenchimento utilizado

	Espessura das camadas (cm)	Material de Preenchimento comercialmente disponível
Borda Livre	50	-
Camada Filtrante Superior	40	brita 0
Camada de Transição	15	brita 1
Camada de Drenagem	15	brita 3

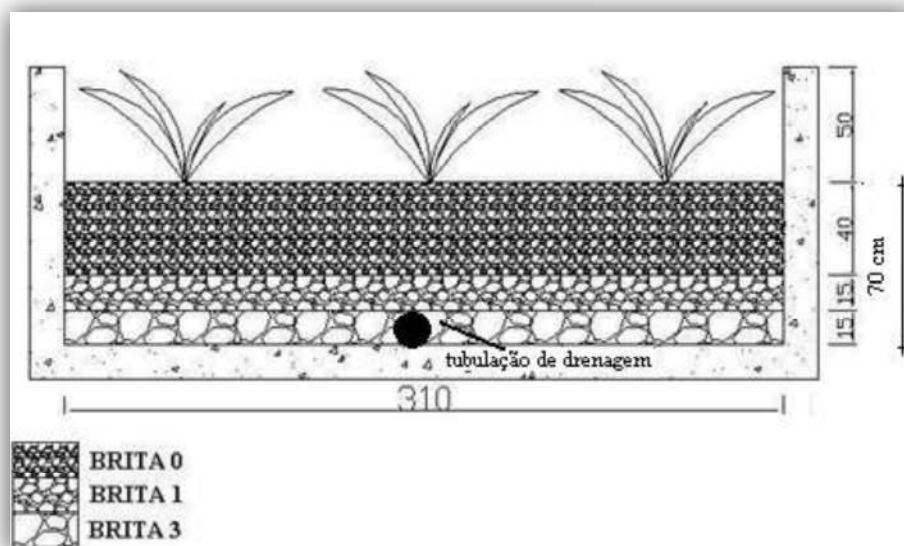


Figura 4.15 – Disposição das camadas

4.6.4 Ensaio Granulométrico

Foi realizado ensaio granulométrico para as camadas de brita 0 e brita 1. Os resultados obtidos no ensaio granulométrico foram utilizados para o cálculo de alguns parâmetros, conforme tabelas 4.4 e 4.5.

Os ensaios foram realizados conforme metodologia proposta pela NBR 7181 - Ensaio de Granulometria, pela NBR 5734 - Especificação de Peneiras para Ensaio, pela NBR 6457 - Preparação de Amostras de Solo para Ensaio Normal de Compactação e Ensaio de Caracterização, pela NBR 6508 – Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8 mm, Determinação da Massa Específica e Método de Ensaio e pela NBR 6502 – Rochas e Solos.

Tabela 4.4 – Ensaio granulométrico - Parâmetros calculados

Material	Brita 0	Brita 1
Altura	40 cm	15 cm
d_{10}	0,8	7
d_{60}	7	19
d_{30}	5,25	13
CU	8,75	2,71
CC	4,92	1,27

É possível verificar que a camada de brita 0 é medianamente uniforme e não é bem graduada. A camada de brita 1 é uniforme e bem graduada. Identifica-se também a maior presença de finos na camada de brita 0 que na camada de brita 1.

Tabela 4.5 – Composição granulométrica

	Brita 0	Brita 1
Argila	0,40%	0,20%
Silte	3,10%	1,80%
Areia Fina	2,60%	0,90%
Areia Média	3,00%	1,10%
Areia Grossa Pedregulho	4,00%	0,70%
Pedregulho	86,90%	95,30%
	100,00%	100,00%

A camada de brita 0 é a camada superior da unidade, e portanto recebe a carga de sólidos do esgoto bruto diretamente. A maior presença de finos nesta camada pode favorecer o entupimento da unidade a partir do momento do início da operação com esgoto bruto. Tal fato pode ser minimizado pela presença dos caminhos preferenciais gerados pela inserção das plantas nas unidades plantadas.

4.7 Aspectos Operacionais

4.7.1 Alternância de leitos em repouso e em carga

A alimentação dos leitos de fluxo vertical foi realizada de maneira a se atingir alternância a cada 3 dias entre o leito em carga e os leitos em repouso. Enquanto um dos leitos foi alimentado, os demais permaneceram em repouso (cada um, portanto, tendo um repouso de $2 \times 3 = 6$ dias). A alimentação no leito em carga foi intermitente e dosada ao longo do dia pelo sistema de alimentação.

4.7.2 Intermitência ao longo do dia

A intermitência necessária ao sistema ao longo do dia, alimentação por meio de bateladas, é obtida por meio da utilização de uma bomba do tipo "NEMO". Isto é possível devido à associação desta bomba a dois sensores de nível, sendo um superior e um inferior, que enviam comandos elétricos para acionamento e parada de seu funcionamento.

4.8 Limitações deste Trabalho

4.8.1 Ausência dos leitos de 2º estágio

Apesar da ausência dos leitos de 2º estágio, conforme recomendado pelo modelo francês, espera-se que apenas os leitos de 1º estágio já obtenham excelentes eficiências de remoção (MOLLE *et al.*, 2006), com requisito razoável de área (1,2 m²/habitante para o 1º estágio) e gerando um efluente final que atenda aos requisitos ambientais vigentes para o lançamento nos corpos d'água ou aproveitamento por meio de reúso agrícola e urbano (MOLLE *et al.*, 2005).

4.8.2 Estado de crescimento das plantas no momento de realização dos testes

No momento da realização dos ensaios as plantas apresentavam estado intermediário de crescimento, sendo que o *Tifton-85* (figura 4.16) se apresentava mais desenvolvido e com maior massa foliar. A Taboa apresentava-se menos desenvolvida (figura 4.17).



Figura 4.16 – *Tifton-85* no momento do início dos ensaios



Figura 4.17 – Taboa no momento do início dos ensaios

4.8.3 Dificuldades de Monitoramento e formato dos gráficos de resultados

Primeiramente destaca-se que para o monitoramento das unidades utilizou-se um sensor de condutividade composto por corpo metálico conectado a um cabo que envia os dados ao *Data Logger* por meio de uma de suas extremidades. Na extremidade inversa encontra-se a pequena haste metálica (figura 4.18), envolta e protegida por corpo plástico, cuja função é proteção do sensor de condutividade, e de maneira a evitar pancadas que poderiam avariar sua sensibilidade. A maneira correta de se realizar medições com este tipo de sensor parte do princípio de que a haste metálica, o verdadeiro condutímetro do sensor, esteja completamente imersa no efluente no momento da realização de uma medição.

A segunda limitação durante o monitoramento, nas unidades avaliadas com o sensor de condutividade, é devido a, após a aplicação de uma batelada, ser possível o registro de ampla faixa de valores de vazão percorrendo de valores mínimos de gotejamento até valores mais altos de vazão.



Figura 4.18 – Visualização do condutivímetro. No detalhe a haste metálica.

Por fim, o terceiro limitador envolve a maneira como foram construídas as unidades, que possibilitou a realização de medições apenas no interior de pequeno poço de visita que não permite a entrada de uma pessoa. Dentro de cada poço de visitas há o final da tubulação de drenagem de cada unidade, por onde o efluente, já tratado, deixa a unidade. Essa tubulação foi perfurada e o sensor de pressão encaixado no furo, configurando-se assim um vertedor circular com medição da altura de lâmina. Entretanto, tal configuração não atende ao sensor de condutividade devido à necessidade de imersão.

Assim sendo, com a premissa de que a haste do condutivímetro necessita estar sempre completamente imersa no efluente, considerando ainda a variação dos valores de vazão de saída e a maneira como foram construídas as unidades, optou-se por realizar a medição de CE com o sensor inserido em um recipiente perfurado ao fundo (balde).

Com este artefato (figura 4.20), a vazão escoava pela tubulação de drenagem e verteu até o recipiente que permite o acúmulo de pequena quantidade de líquido de maneira que a haste esteja sempre submersa. Entretanto, ao verter da tubulação de drenagem o gotejamento ou jato de efluente atinge diretamente a extremidade do sensor que efetua as medidas de CE – a haste, posicionada na parte mais profunda do recipiente, realizando assim a tarefa de gerar

turbulência tal que não permita o acúmulo de partículas no fundo do balde, recolocando-as em suspensão. Assim as partículas em suspensão deixam o recipiente e não se acumulam.

Como o acúmulo de líquido é insignificante, apenas suficiente para manter a haste imersa, e como não há também acúmulo de substâncias (sais) na camada de imersão da haste, a interferência do recipiente na medição de valores de CE se dá apenas no momento em que o primeiro jato de cada batelada atinge a haste. A explicação para tal fato é que o primeiro jato percorre caminhos preferenciais cujo traçador presente já foi arrastado na seqüência anterior, e dessa maneira o efluente medido apresenta valores mais baixos de CE. Com o passar de alguns instantes o efluente de outras partes da unidade atingem a haste novamente elevando os valores de CE (figura 4.19).

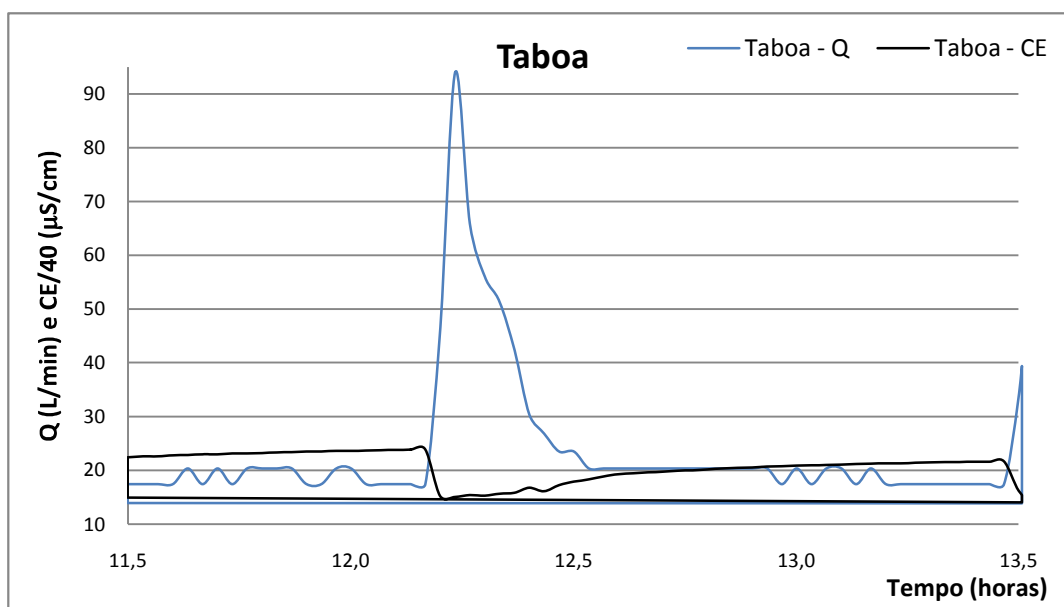


Figura 4.19 – Sobreposição de picos de vazão e CE



Figura 4.20 – Forma de medição de CE

4.9 Avaliação Hidráulica

A avaliação das unidades implantadas no CePTS foi realizada por meio da composição de hidrogramas de vazão e gráficos hidrodinâmicos que apresentam série temporal de vazão e de condutividade elétrica respectivamente ao longo do tempo.

O monitoramento dos parâmetros foi realizado por meio da utilização de um aparelho *Data Logger* modelo GL 500-2-1 da empresa *Global Water* associado a duas sondas (figuras 4.21 e 4.22).



Figura 4.21 – Sonda com sensor de pressão



Figura 4.22 – Sonda com sensor de condutividade

Uma das sondas é dotada de sensor de pressão e registra a altura do nível d'água (figura 4.24). A outra sonda é dotada de um sensor que efetua medição de valores de condutividade elétrica (figura 4.26), conforme esquema da figura 4.27. Devidamente programados e associados ao aparelho *Data Logger*, os sensores realizaram medições a cada minuto e as armazenaram na memória interna do aparelho.

Posteriormente, a cada ciclo finalizado os dados gerados nas medições eram copiados para um computador portátil que permitia sua análise.

O sensor de pressão foi instalado por meio de furo transversal na tubulação de saída de cada unidade de modo a possibilitar a medição da altura da lâmina d'água que deixava o sistema. O sensor foi instalado à distância de 20 centímetros do ponto em que o efluente verte, de modo a configurar um vertedor circular (figura 4.23 e 4.25). Tal cuidado foi considerado para evitar possível interferência na medição do nível d'água.

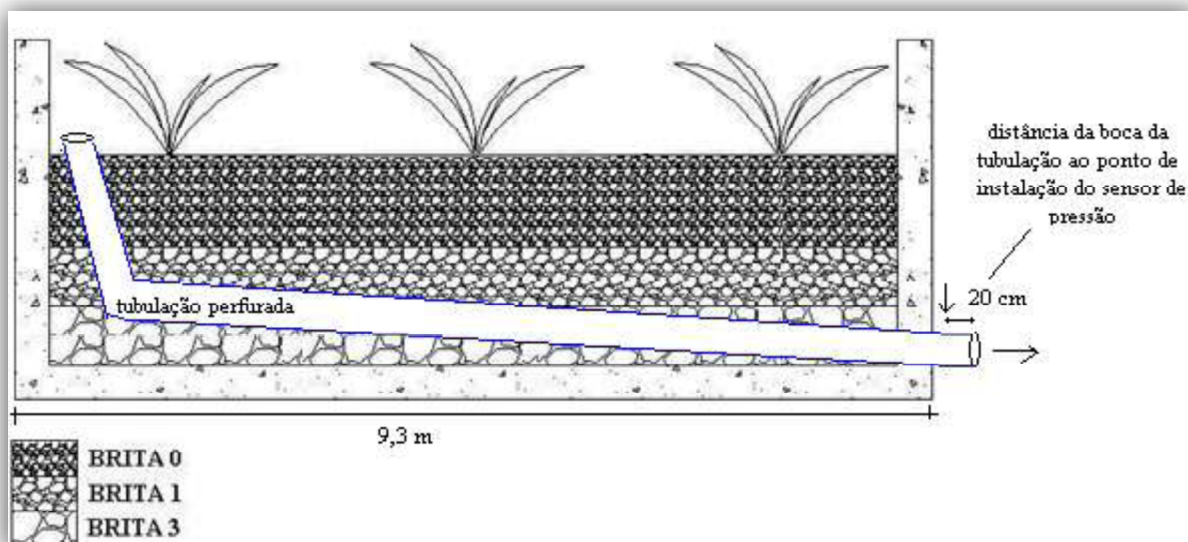


Figura 4.23 – Sistema de Drenagem ao longo do comprimento da unidade (em corte)

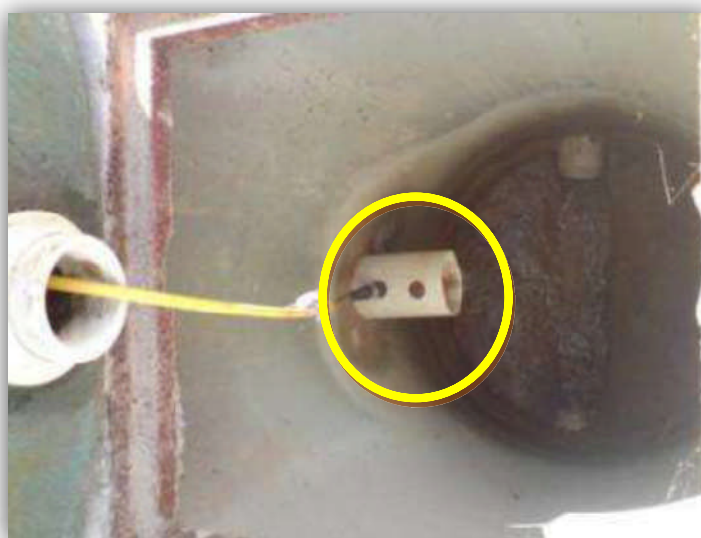


Figura 4.24 – Sensor de pressão instalado para medição de nível d'água (vista do topo)

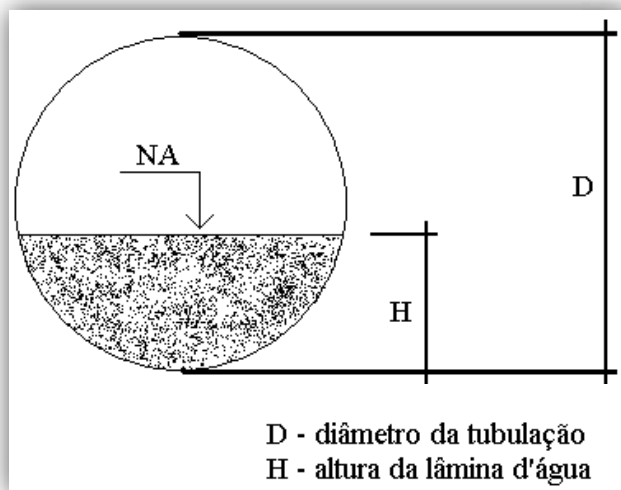


Figura 4.25 – Corte esquemático de um vertedor circular

O sensor de condutividade foi instalado em recipiente com o fundo perfurado (balde) para que permitisse a constante entrada e saída de líquido. O objetivo do recipiente foi evitar medições equivocadas de condutividade devido ao acúmulo de sais.

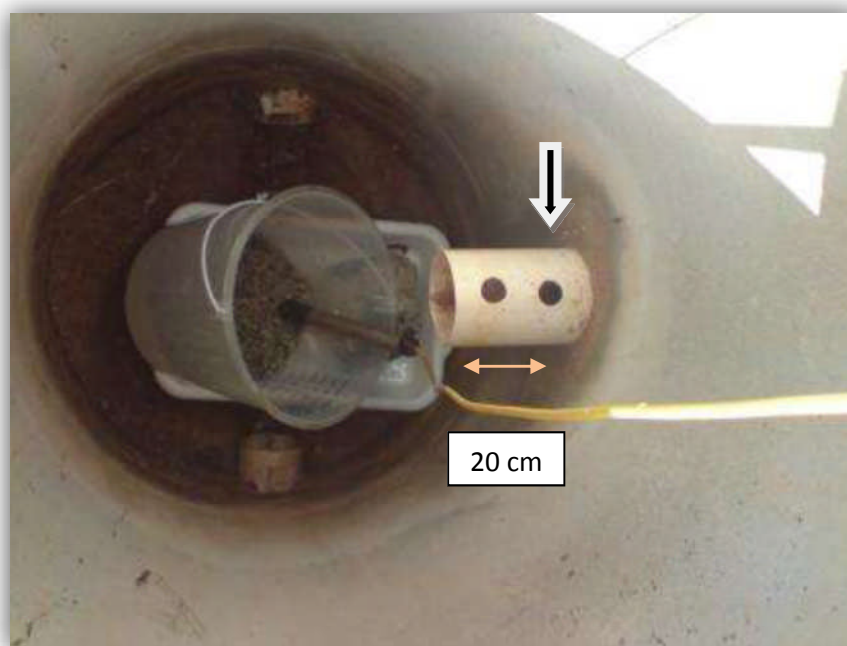


Figura 4.26 – Sensor condutímetro instalado para medição de condutividade (vista do topo)

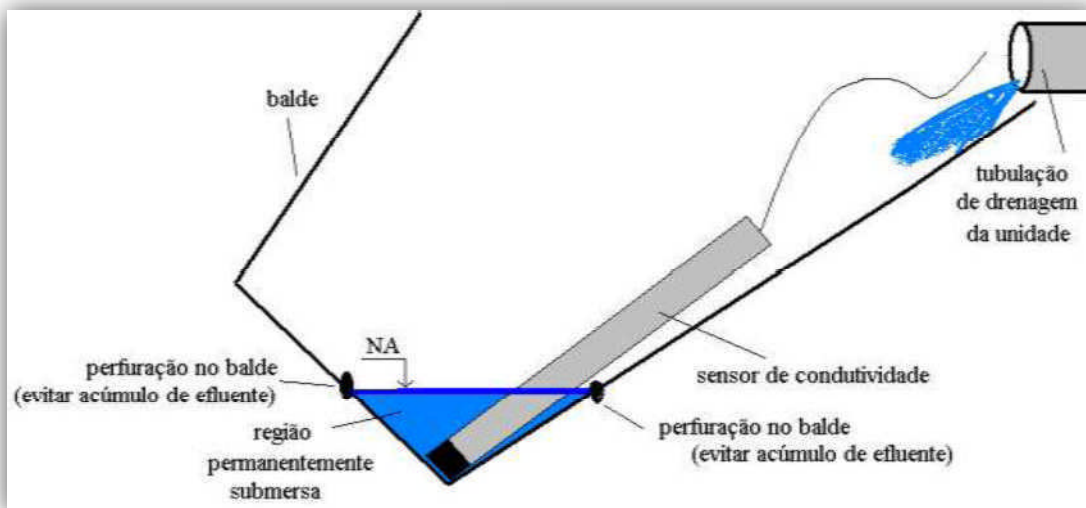


Figura 4.27 – Esquema do sensor condutivímetro instalado

Foi utilizada água do sistema de distribuição de água da ETE-Arrudas para a realização de parte dos testes e esgoto bruto para a realização de apenas alguns testes.

4.9.1 Calibração dos Sensores

Antes da realização de cada teste foi realizada a calibração do sensor de pressão. Utilizou-se o valor de pressão atmosférica para o mínimo e a coluna d'água de 10 centímetros de profundidade para o valor máximo.

Do mesmo modo, o sensor de condutividade foi calibrado antes da realização de cada teste. Utilizou-se para o valor mínimo a condutividade da água do sistema de abastecimento de água do CePTS e para máximo o valor do padrão de calibração do condutivímetro. O padrão de calibração do condutivímetro foi produzido no laboratório do DESA/UFMG de maneira a apresentar leitura de condutividade de $1412\mu\text{S}/\text{cm}$.

4.9.2 Composição de Hidrogramas de Vazão

O objetivo destes ensaios foi a comparação entre os Tempos Médios de Permanência – TMP e os Percentuais Recuperados de Volumes Aplicados do Efluente – PR nas três unidades: não plantada, plantada com Taboa e plantada com *Tifton-85*.

O volume único aplicado foi o volume máximo permitido pelo sistema construído, sendo de 940 litros, aplicados durante 5 minutos, correspondente a uma dentre as 12 bateladas diárias para a taxa sugerida por Molle *et. al.* (2005) de 0,4 m/d.

Para a unidade de controle efetuou-se ensaio adicional utilizando-se um segundo valor de volume único aplicado. O valor escolhido foi o de 530 litros aplicados em 3 minutos, correspondente a 24 bateladas diárias para a taxa sugerida por Molle *et. al.* (2005).

Desta forma, para a unidade de controle foi possível avaliar a influência da aplicação de maior volume com intervalo maior de tempo entre bateladas em relação a um menor volume com menor intervalo de tempo entre bateladas para uma mesma taxa de aplicação e a influência desses fatores no TMP. Foi possível ainda identificar a interferência causada pela presença da Taboa e do *Tifton-85* no sistema.

O ensaio iniciou-se pela aplicação do volume de uma batelada. Após o contato deste líquido com a superfície do leito filtrante iniciou-se a cronometragem e armazenamento de dados medidos pelo sensor de pressão a cada intervalo de um minuto. Os valores de medição foram realizados pelo sensor de pressão em centímetros de altura de coluna d'água. A estes valores aplicou-se a equação 4.1, para vertedores circulares (VIANNA, 1997).

$$Q(l/min.) = 1,518 \times D^{0,693} \times H^{1,807} \times 1000 \times 60 \quad (4.1)$$

Na qual:

$Q(l/min.)$ = Vazão correspondente à altura de lâmina d'água H , para vertedor circular;

D (m) = Diâmetro da tubulação vertedora;

H (m) = Altura da lâmina d'água medida pelo sensor de pressão.

Ao ser realizado desta maneira o ensaio permitiu o cálculo de uma vazão média em cada minuto. O produto desta vazão com o intervalo de tempo adotado (1 minuto) forneceu o volume drenado do sistema a cada minuto. O somatório desses volumes acumulados ao longo da duração do ensaio permitiu identificar o volume drenado acumulado a qualquer tempo. Uma vez conhecido o volume aplicado, foi possível ainda calcular o percentual de volume drenado do sistema a qualquer tempo.

4.9.3 Composição dos Testes Hidrodinâmicos

O objetivo destes ensaios foi a identificação de quanto o fluxo real do sistema se afasta dos modelos hidráulicos ideais de fluxo em pistão e de mistura completa para as três unidades: não plantada, plantada com Taboa e plantada com *Tifton-85*.

O volume aplicado em cada batelada foi o correspondente a 24 bateladas diárias, considerando-se a TAH sugerida por Molle *et. al.* (0,4 m/d). No momento de cada aplicação foi lançado o volume de 530 litros em 3 minutos.

Para a unidade de controle realizou-se ensaio adicional utilizando-se o volume máximo permitido para o sistema construído, sendo de 940 litros em 5 minutos, correspondente a 12 bateladas diárias para a mesma TAH.

Desta forma, para a unidade de controle, tornou-se possível avaliar a influência da aplicação de maior volume com intervalo maior de tempo entre bateladas em relação ao menor volume com menor intervalo de tempo entre bateladas para uma mesma TAH e a influência desses fatores no escoamento não ideal. Foi possível ainda identificar a interferência causada pela presença da Taboa e do *Tifton-85* no sistema.

O traçador utilizado para a realização do ensaio foi o sal de cozinha comercial, NaCl, disponível em supermercados. A solução traçador foi preparada momentos antes da aplicação da batelada e aplicada na forma de pulso na caixa de alimentação alguns instantes antes do início da aplicação da batelada, tempo suficiente para que ocorresse a mistura.

A concentração utilizada foi de 1 kg de NaCl homogeneizado a 10 litros de água do sistema de abastecimento do CePTS. A aplicação foi realizada através do lançamento deste volume na caixa de alimentação 30 segundos antes da aplicação da batelada. O volume foi aplicado de uma só vez diretamente acima na tubulação de enchimento da caixa de alimentação.

Após a batelada, no momento do contato deste líquido com a superfície do leito filtrante iniciou-se a cronometragem e armazenamento de dados medidos pelo sensor de condutividade a cada intervalo de um minuto. Os valores de medição foram armazenados por cerca de 1.400 minutos durante a aplicação de bateladas sucessivas, de acordo com as taxas pré-determinadas. Desta maneira tornou-se possível identificar o ponto final de influência do traçador.

Os valores de condutividade foram medidos em micro Siemens por centímetro – $\mu\text{S}/\text{cm}$ (micro = 10^{-6}).

4.9.4 Avaliação da Eficiência Volumétrica - e_v

Segundo Kadlec & Wallace (2008) o volume de água nominal de uma *wetland* é definido como o volume represado da parte alta, delimitada pela superfície da água, até os limites físicos de fundo e de laterais.

Entretanto para um leito de fluxo vertical, o volume da unidade deve ser multiplicado pela porosidade do meio (E). O tempo de detenção real (t) é definido como o volume de água envolvido no fluxo dividido pelo fluxo de água volumétrico.

Deste modo o tempo de detenção nominal (t_n) é definido pela equação 4.2:

$$t_n = \frac{V_{\text{nominal}}}{Q} = \frac{(L \times W \times h)_{\text{nominal}}}{Q} \quad (4.2)$$

Sendo:

- V_{nominal} : volume nominal, m^3 ;
- L : comprimento nominal da unidade, m;
- W : largura nominal da unidade, m;
- h : profundidade nominal da unidade, m;
- Q : vazão aplicada, m^3/d .

O tempo de detenção real, definido pela equação 4.3, é de mais difícil obtenção envolvendo coeficientes de utilização real da profundidade e área superficial da unidade.

$$t = \frac{V_{\text{ativo}}}{Q} = \frac{(E \times h \times A_{\text{ativa}})}{Q} = \frac{(E \times h \times (\eta \times A))}{Q} \quad (4.3)$$

Sendo:

- V_{ativo} : volume envolvido no fluxo ativo, m^3 ;
- E : porosidade do leito, adimensional;

- η : eficiência de utilização da área, adimensional;
- h : profundidade da unidade, m;
- A : área nominal da superfície da unidade, m²;
- A *ativa*: área realmente utilizada da unidade, m².

A porosidade pode ser obtida com a realização de ensaios no local da unidade ou em laboratório. Entretanto, os coeficientes de real utilização da profundidade e da área superficial da unidade são de complexa obtenção e não serão tratados neste trabalho. Apesar disso, para a obtenção da eficiência volumétrica - e_v utiliza-se a equação 4.4, que envolve o tempo de detenção nominal e o tempo de detenção real (KADLEC & WALLACE, 2008).

$$e_v = \frac{t}{tn} \quad (4.4)$$

Deste modo, a eficiência volumétrica é o percentual do volume nominal da unidade que participa do fluxo ativamente e desta maneira reflete o volume ineficiente dentro de um leito de fluxo vertical, comparado às condições nominais presumidas.

Algumas partes do volume nominal compõem o meio filtrante propriamente dito, algumas se encontram bloqueadas pela biomassa submersa ou pela presença de finos, algumas podem ser definidas como zonas mortas (sem fluxo ativo) e ainda algumas não existem devido a cálculos imprecisos ou construções divergentes de valores de projeto utilizados para os cálculos dos parâmetros nominais do reator (LEVENSPIEL, 2000; KADLEC & WALLACE, 2008).

Pode-se presumir que os testes com traçadores conservativos forneceram uma medida direta do tempo de detenção real em um leito de fluxo vertical (FOGLER, 1992; LEVENSPIEL, 1995 *apud* KADLEC & WALLACE, 2008). Em seguida, através da Equação 4.4, permitiu-se uma estimativa direta da e_v .

4.10 Avaliação dos Resultados

A avaliação dos resultados obtidos nos ensaios efetuados para a composição dos hidrogramas de vazão foi realizada conforme metodologia proposta por Tonetti (2008), e detalhada no item 4.9.2 deste trabalho. Por sua vez, os resultados dos ensaios realizados para a composição dos

hidrodinâmicos foram avaliados conforme metodologia sugerida por Levenspiel (2000) e Metcalf & Eddy (2003) que, da mesma maneira, encontra-se detalhada no item 3.7.4.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste item serão apresentados os resultados obtidos na caracterização dos leitos de fluxo vertical, que foi realizada por meio de hidrogramas e testes hidrodinâmicos.

5.1 Composição dos Hidrogramas

A composição dos hidrogramas objetivou avaliar os tempos médios de permanência em cada unidade. Destaca-se que para a elaboração destes testes aplicou-se uma única batelada e realizou-se o monitoramento da saída.

5.1.1 Avaliação da Variação do Volume na Unidade de Controle

Na unidade de controle foram realizados ensaios para a composição do hidrograma de vazão utilizando-se dois volumes pré-definidos, o referente a 12 bateladas diárias e o outro referente a 24 bateladas diárias. O volume máximo aplicável pelo sistema de alimentação corresponde à TAH de 0,4 m/d em 12 bateladas diárias de 940 litros cada. O segundo volume aplicado foi o correspondente à mesma TAH, porém aplicado em 24 bateladas diárias de 530 litros cada. O objetivo da utilização de dois volumes diferentes foi permitir a comparação da resposta das unidades (TMP e seu respectivo Percentual Recuperado - PR) para uma mesma TAH, aplicando-se doses de volumes diferentes, e por conseqüência, o número de bateladas diárias diferentes.

É possível verificar pela tabela 5.1 que para a aplicação do volume de 530 litros na unidade de controle foi possível recuperar mais de 93% do volume total aplicado. Já para a aplicação do volume de 940 litros apenas 56% do montante aplicado foi recuperado (tabela 5.2).

Observa-se que para a aplicação do volume de 530 litros, decorridos 90 minutos, mais de 90% do montante aplicado havia deixado o sistema. Entretanto ao se aplicar o volume de 940 litros, após 160 minutos, apenas pouco mais de 56% do montante aplicado havia deixado o sistema.

Verifica-se que para a aplicação de menor volume tem-se maior percentual do volume aplicado recuperado. Entretanto, ao se aplicar o volume maior, um percentual menor do volume aplicado é recuperado, e em um tempo maior. Possivelmente a ocorrência destes episódios se deve ao fato de que o maior volume permite maior contato da água com o meio

filtrante, com as paredes laterais da unidade e com o fundo da unidade, permitindo maior perda de água.

Tabela 5.1 – Percentual de saída de água em relação ao volume aplicado – Controle, 530 L

Unidade: Controle - Volume Aplicado: 530 L			
Período	Volume Drenado	% Volume Drenado	% Volume Acumulado Drenado
0 a 10 min	146,96	20,63	20,63
10 a 20 min	96,37	13,53	34,16
20 a 30 min	83,48	11,72	45,88
30 a 40 min	81,54	11,45	57,32
40 a 50 min	67,54	9,48	66,80
50 a 60 min	54,60	7,66	74,47
60 a 70 min	45,18	6,34	80,81
70 a 80 min	43,81	6,15	86,96
80 a 90 min	23,52	3,30	90,26
90 a 100 min	23,65	3,32	93,58

Tais fatos podem ser explicados, em parte, pela não realização de completa impermeabilização durante a construção das unidades. Durante a obra realizou-se apenas a compactação da argila de fundo sendo que as paredes não apresentam impermeabilização.

Tabela 5.2 – Percentual de saída de água em relação ao volume aplicado – Controle, 940 L

Unidade: Controle - Volume Aplicado: 940 L			
Período	Volume Drenado	% Volume Drenado	% Volume Acumulado Drenado
0 a 10 min	361,34	29,05	29,05
10 a 20 min	132,03	10,62	39,67
20 a 30 min	46,86	3,77	43,43
30 a 40 min	36,85	2,96	46,40
40 a 50 min	34,05	2,74	49,13
50 a 60 min	27,81	2,24	51,37
60 a 70 min	22,32	1,79	53,16
70 a 80 min	13,66	1,10	54,26
80 a 90 min	13,66	1,10	55,36
90 a 100 min	5,33	0,43	55,79
100 a 110 min	3,35	0,27	56,06
110 a 120 min	1,47	0,12	56,18
120 a 130 min	2,29	0,18	56,36
130 a 140 min	2,45	0,20	56,56
140 a 150 min	2,54	0,20	56,76
150 a 160 min	0,98	0,08	56,84

Realizou-se teste adicional aplicando-se o máximo volume à unidade central, utilizada como controle, e então se verificou a saída independente de cada uma das três unidades. Destaca-se que foi observada a saída de pequeno gotejamento nas unidades laterais e a maior parte da vazão na unidade central, indicando a clara presença de infiltração e transposição de efluente entre as unidades.

Deste modo, realizou-se ainda teste adicional, aplicando-se o volume menor à unidade central, e então se verificou novamente a saída independente de cada uma das três unidades. Observou-se a saída de gotejamento mínimo, significativamente menor que o gotejamento observado para a aplicação do volume de 940 litros.

Conclui-se que há passagem de líquido entre as unidades laterais e a central e suspeita-se que haja ainda infiltração na camada de fundo das unidades por rompimento da camada de compactação devido ao peso do meio filtrante.

5.1.2 Comparação das unidades plantadas e a não plantada

Aplicou-se nas três unidades, separadamente, o volume de 940 litros referente à TAH de 0,4 m/d, correspondente a 12 bateladas diárias. Os resultados estão apresentados a seguir (tabelas 5.3 e 5.4).

Tabela 5.3 – Percentual de saída de água em relação ao volume aplicado – Taboa, 940 L

Unidade: Taboa - Volume Aplicado: 940 L			
Período	Volume Drenado	% Volume Drenado	% Volume Acumulado Drenado
0 a 10 min	244,40	19,65	19,65
10 a 20 min	102,49	8,24	27,89
20 a 30 min	31,32	2,52	30,41
30 a 40 min	32,13	2,58	32,99
40 a 50 min	28,14	2,26	35,25
50 a 60 min	23,33	1,88	37,13
60 a 70 min	19,72	1,59	38,71
70 a 80 min	18,51	1,49	40,20
80 a 90 min	23,33	1,88	42,08
90 a 100 min	19,04	1,53	43,61
100 a 110 min	17,31	1,39	45,00
110 a 120 min	20,92	1,68	46,68
120 a 130 min	25,73	2,07	48,75

Recuperou-se na unidade de controle 56% do volume aplicado. Para as unidades plantadas recuperou-se 48% e 72% respectivamente para Taboa e *Tifton-85*.

A distribuição dos volumes e dos percentuais de volumes recuperados ao longo de cada intervalo de tempo e a distribuição destes volumes e de seus percentuais de volumes acumulados estão apresentadas a seguir para cada unidade (figuras 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 e 5.6).

O tempo médio de permanência resultante de cada unidade foi 133 minutos para a unidade plantada com Taboa, 121 minutos para a unidade plantada com *Tifton-85* e 160 minutos para a unidade de controle. Aguardou-se até o momento da parada de saída de efluente na tubulação de drenagem de cada unidade.

Destaca-se que devido aos problemas encontrados com a falta de impermeabilização do sistema não foi possível obter os reais valores dos tempos médios de permanência do líquido em cada unidade, já que parte significativa do volume aplicado não foi recuperada. Entretanto, verifica-se que os tempos médios de permanência foram menores nas unidades plantadas que na unidade de controle, possivelmente devido aos caminhos preferenciais formados pelo crescimento da parte subterrânea das plantas (rizomas e raízes).

Tabela 5.4 – Percentual de saída de água em relação ao volume aplicado – *Tifton-85*, 940 L

Unidade: <i>Tifton 85</i> - Volume Aplicado: 940 L			
Período	Volume Drenado	% Volume Drenado	% Volume Acumulado Drenado
0 a 10 min	390,38	31,39	31,39
10 a 20 min	168,54	13,55	44,94
20 a 30 min	113,76	9,15	54,08
30 a 40 min	78,54	6,31	60,40
40 a 50 min	57,12	4,59	64,99
50 a 60 min	33,53	2,70	67,69
60 a 70 min	23,52	1,89	69,58
70 a 80 min	12,18	0,98	70,56
80 a 90 min	9,44	0,76	71,32
90 a 100 min	8,29	0,67	71,98
100 a 110 min	4,75	0,38	72,36
110 a 120 min	4,50	0,36	72,73

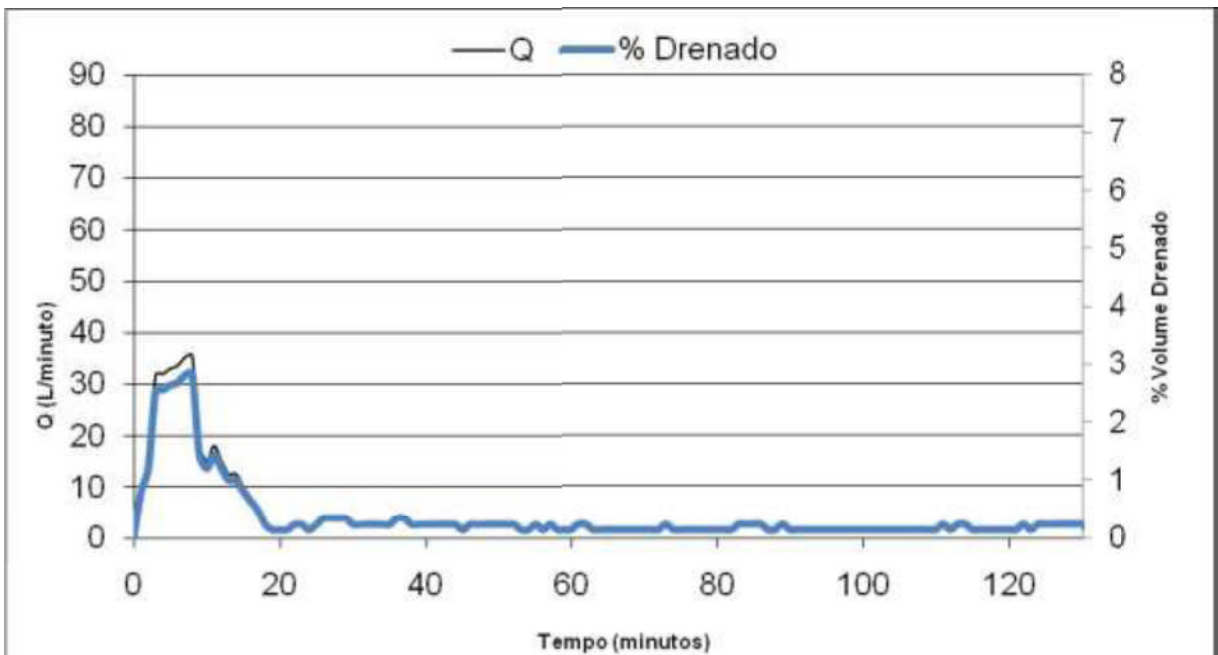


Figura 5.1 – Distribuição dos volumes e dos percentuais recuperados – unidade com Taboa

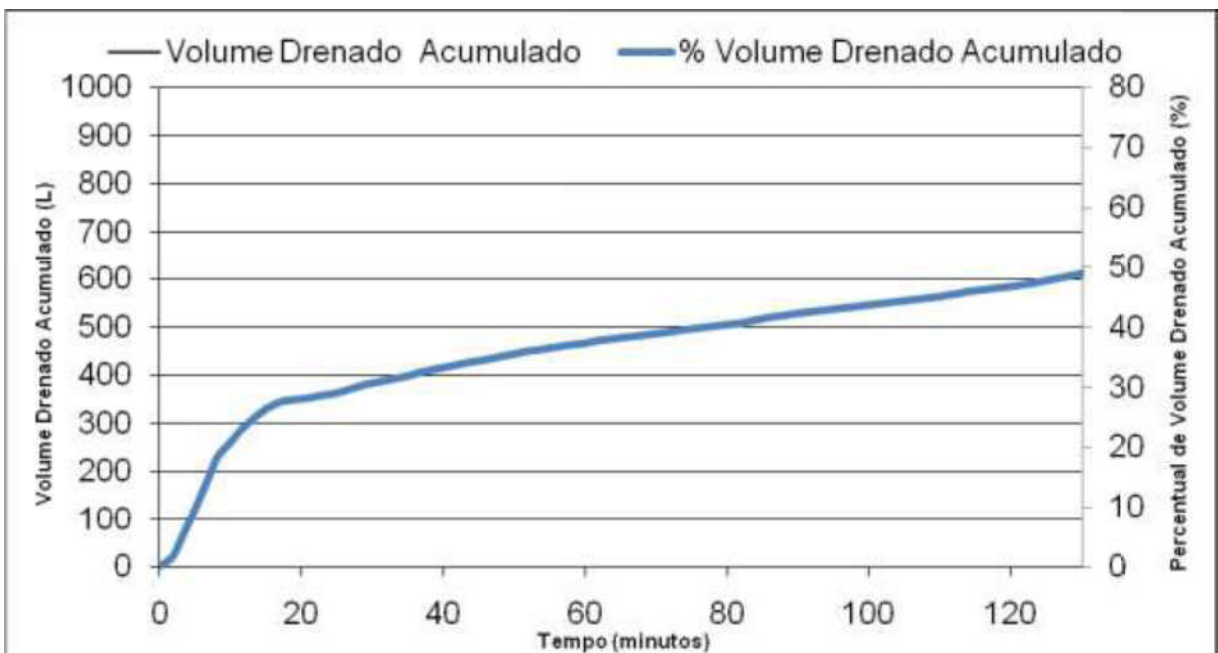


Figura 5.2 – Distribuição dos volumes e dos percentuais recuperados acumulados – unidade com Taboa

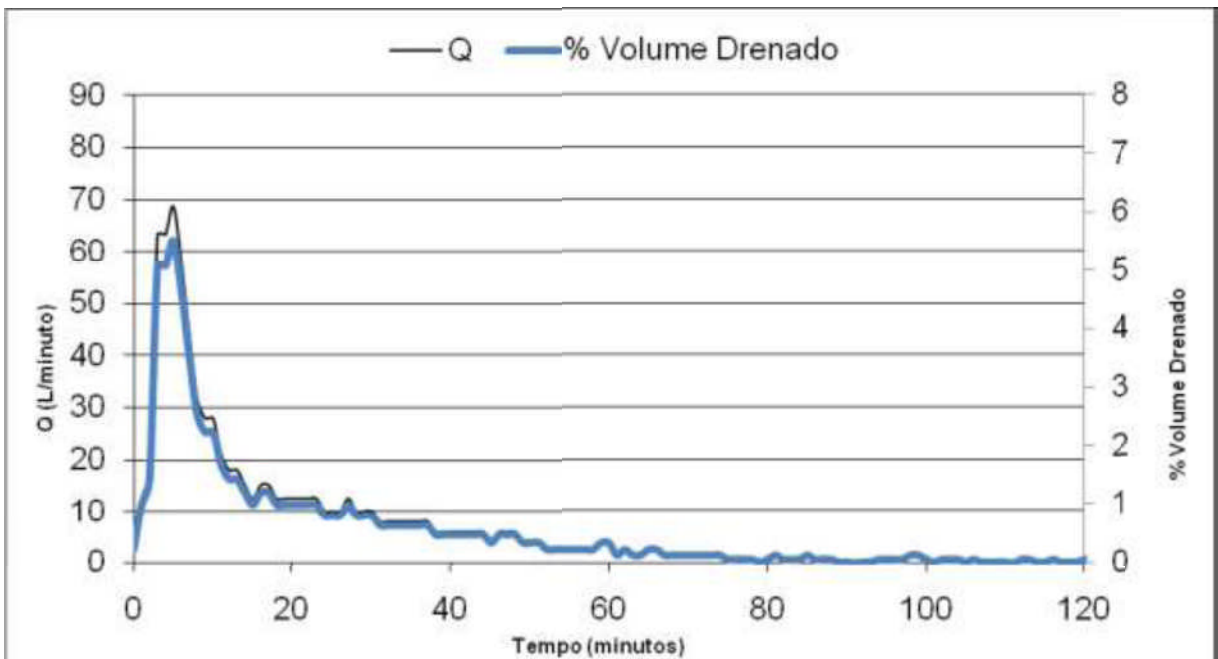


Figura 5.3 – Distribuição dos volumes e dos percentuais de volume recuperados – unidade com *Tifton-85*

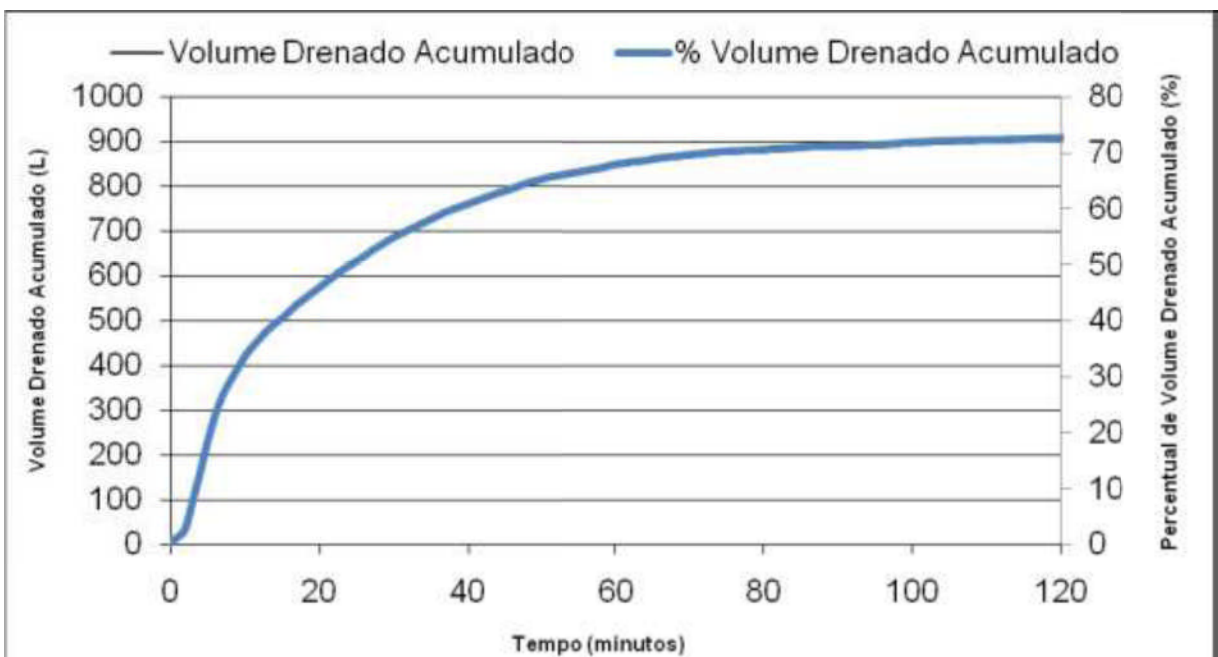


Figura 5.4 – Distribuição dos volumes e dos percentuais recuperados acumulados – unidade com *Tifton-85*

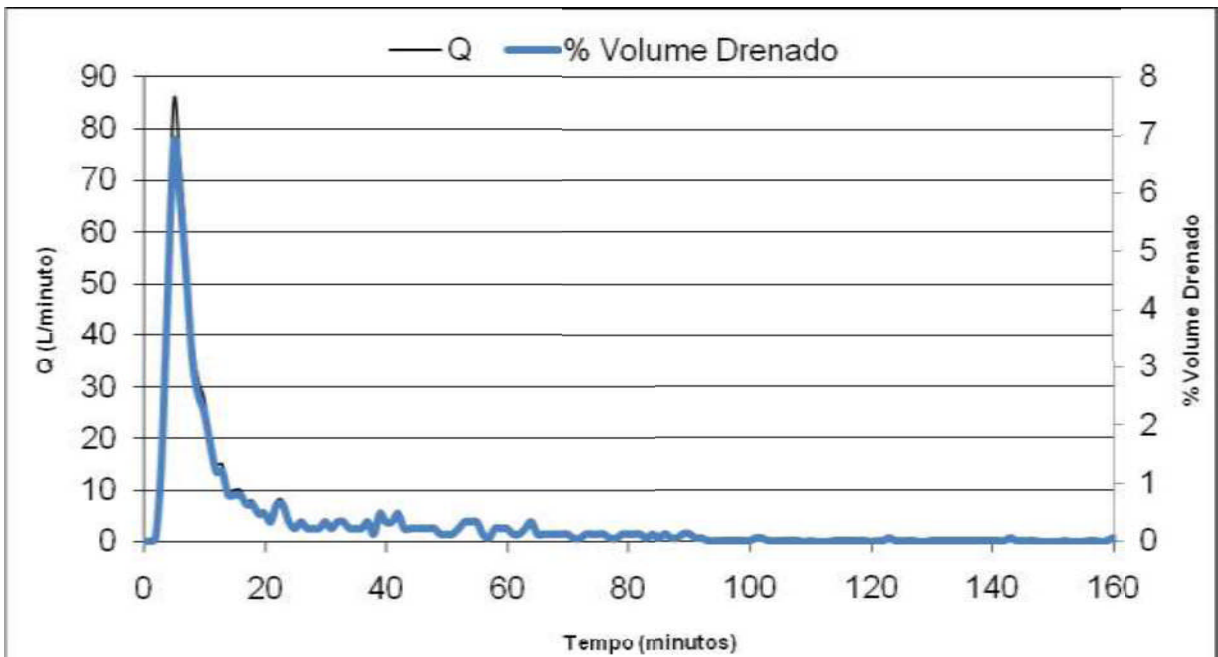


Figura 5.5 – Distribuição dos volumes e dos percentuais de volume recuperados – unidade de Controle

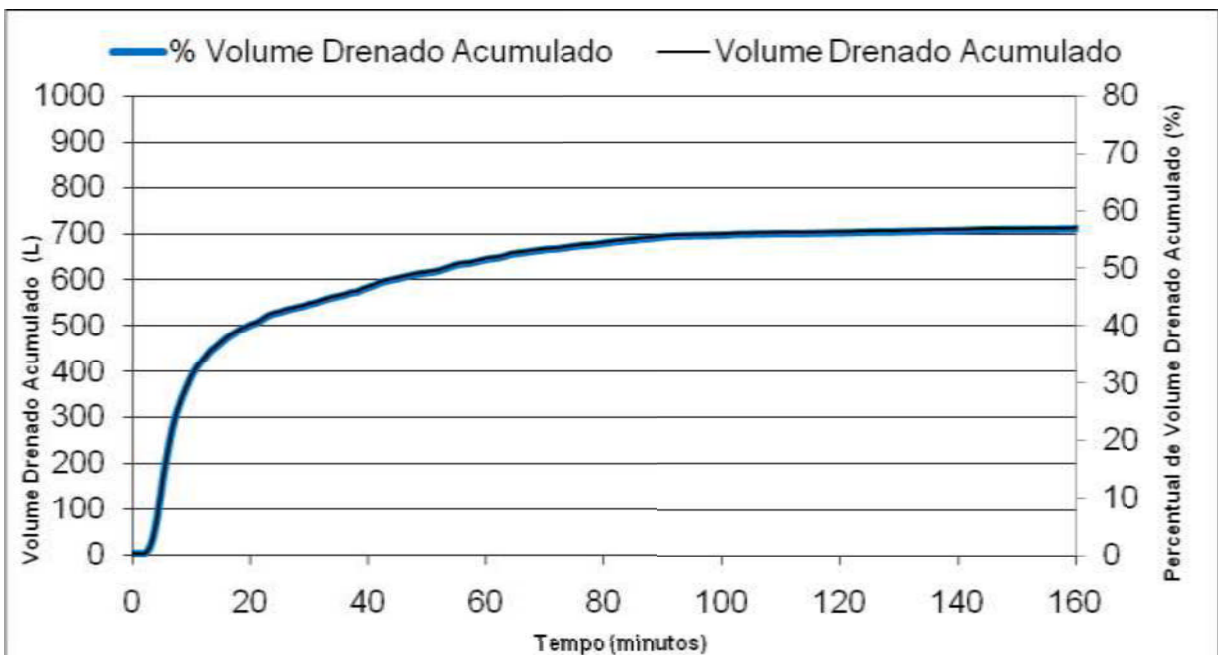


Figura 5.6 – Distribuição dos volumes e dos percentuais recuperados acumulados – unidade de Controle

A comparação das curvas de percentual de volume drenado para as 3 unidades está apresentada na figura 5.7.

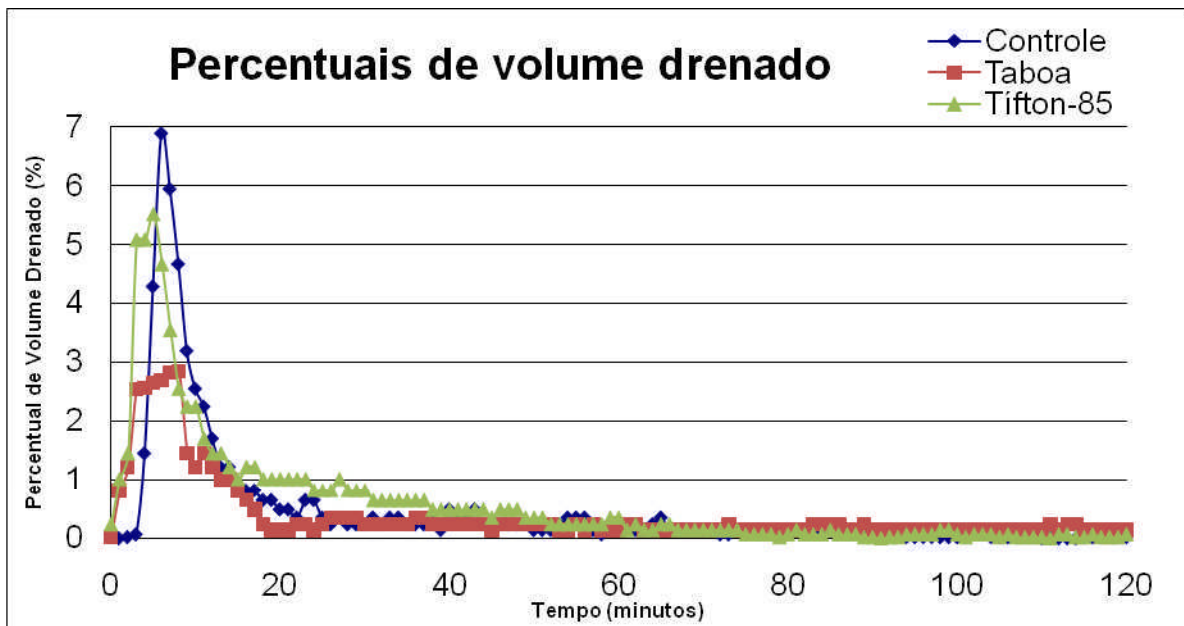


Figura 5.7– Comparação entre os percentuais de volume drenado – para as 3 unidades

5.1.3 Avaliação da Sequência de Picos de Bateladas

O sistema foi alimentado, ininterruptamente, durante 48 horas com esgoto bruto, seguindo a seqüência de bateladas, e registrou-se a saída do fluido ao longo do tempo. A série histórica da vazão de saída é apresentada somente para a unidade plantada com Taboa e a unidade de controle. Os dados da unidade plantada com *Tifton-85* foram perdidos devido a problemas ocorridos com o *Data Logger*.

Na figura 5.8 destaca-se que, para a unidade de controle, a maioria dos picos de vazão gerados pelas bateladas alcançou valores abaixo de 30 litros por minuto.

Entretanto, visualizando-se a figura 5.9 identifica-se que a maioria dos picos de vazão gerados pelas bateladas na unidade plantada com Taboa alcançou valores abaixo de 70 litros por minuto. Tais fatos deixam claro que a presença da Taboa favoreceu a existência de caminhos preferenciais causados pelo crescimento dos rizomas.

Deste modo os picos de vazão que deixam a unidade plantada foram maiores que os picos de vazão que deixam a unidade de controle. Assim a água deixa a unidade plantada mais rapidamente que na unidade de controle. Tal fato destaca a importância da presença das plantas para a prevenção do entupimento causado pela alimentação do sistema com esgoto bruto. O crescimento dos rizomas e o balanço gerado pelo vento que bate na folhagem

favorecem a existência e manutenção dos caminhos preferenciais. Como nesta dissertação não se avaliou a qualidade do efluente, não se pode inferir se esta redução do tempo pode ser prejudicial à remoção de poluentes.

Com relação à sobreposição de picos de bateladas, conforme pode ser visto pelas figuras 5.8 e 5.9, ressalta-se que, para as duas unidades apresentadas em nenhum momento a vazão de saída chegou ao valor zero. Isso se deve ao fato de que, mantendo-se a TAH de 0,4 m/d e o volume de batelada de 530 litros (24 bateladas diárias), a aplicação das bateladas ao longo do dia não permite que a unidade esgote completamente o efluente presente em seu interior, de modo que parte dele permanece dentro da unidade fluindo até a tubulação de saída. Antes do esgotamento total da unidade, nova batelada é aplicada mantendo-se a TAH.

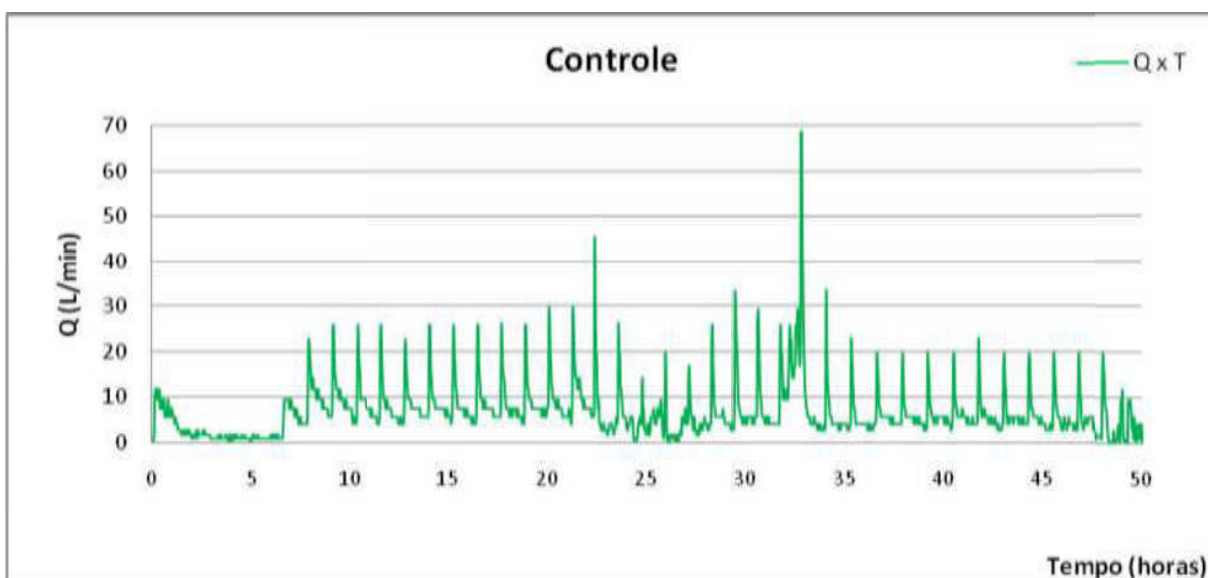


Figura 5.8 – Série histórica dos picos de vazão – unidade de controle

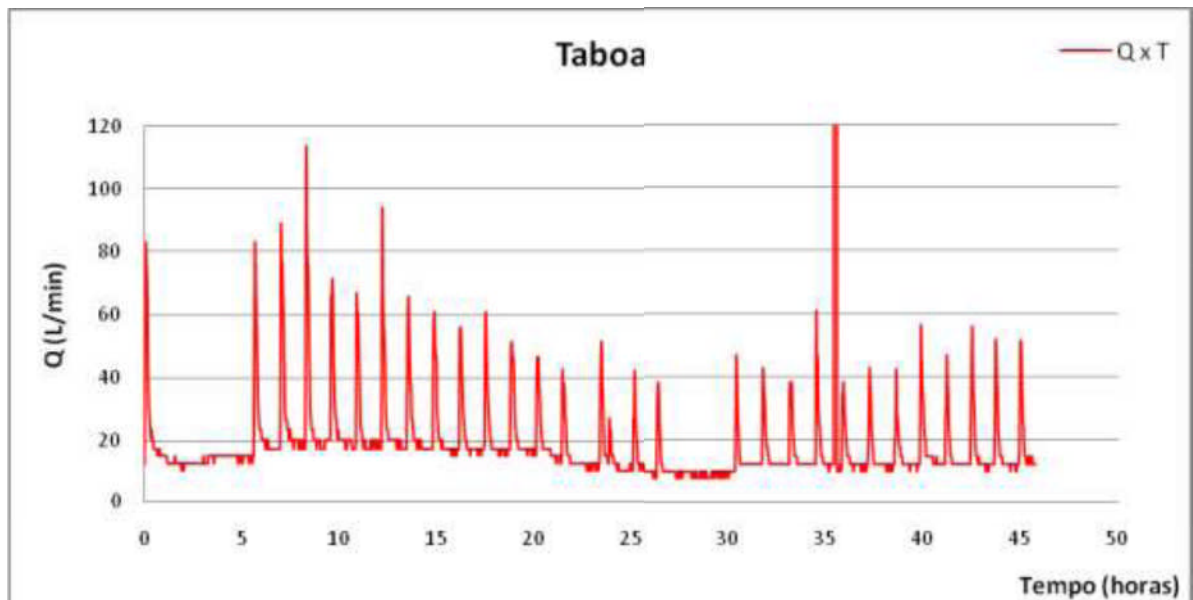


Figura 5.9 – Série histórica dos picos de vazão – unidade com Taboa

Isso significa que a oxigenação pela tubulação de drenagem, que se comunica pelas duas extremidades com o meio externo à unidade (pressão atmosférica), pode ser dificultada pelo não completo esvaziamento da unidade. O fato de uma oxigenação prejudicada pode acarretar queda no desempenho de remoção aeróbia de poluentes.

5.2 Composição dos Testes Hidrodinâmicos

A composição dos Testes Hidrodinâmicos objetivou avaliar o quanto as três unidades do sistema implantado se afastam dos modelos hidráulicos ideais de fluxo em pistão e de mistura completa.

5.2.1 Análise do Desempenho Hidráulico

5.2.1.1 Tabulação dos Resultados

Os resultados obtidos durante a medição foram agrupados e organizados por meio de gráficos da variação da CE em função do tempo decorrido de ensaio, para cada unidade e volume aplicado.

Na intenção de associar os valores de condutividade medidos a respectivos valores de concentração total de substâncias ionizadas dissolvidas procedeu-se à elaboração da Curva de Padrões Hidrodinâmicos.

A Curva de Padrões Hidrodinâmicos (figura 5.10) foi elaborada através da medição da condutividade de seis soluções previamente preparadas e de conhecidas concentrações de NaCl. A partir destes pontos é possível obter a equação que fornecerá a estimativa da concentração de sólidos dissolvidos a partir da concentração de íons dissolvidos, ou seja, valores medidos de condutividade elétrica.

Os valores de concentração padrão utilizados foram 100 mg/L, 250 mg/L, 500 mg/L, 1000 mg/L e 2000 mg/L. As soluções foram obtidas a partir da utilização do mesmo NaCl comercial utilizado como traçador.

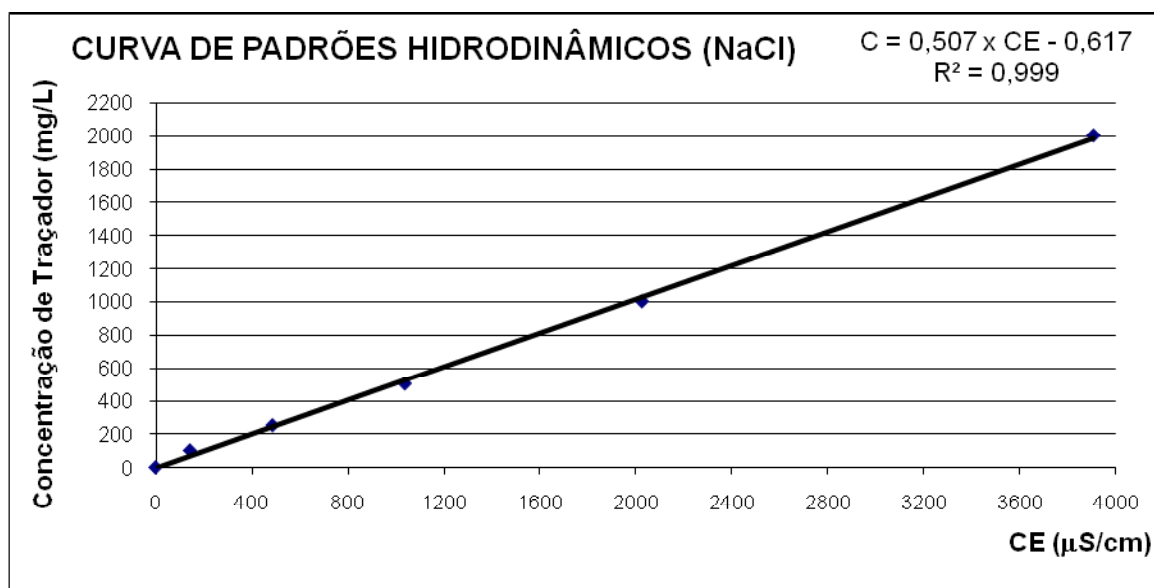


Figura 5.10 – Curva de padrões hidrodinâmicos (relação entre Concentração e CE)

A curva de padrões hidrodinâmicos retornou a equação 5.1, utilizada para obter as concentrações de sólidos dissolvidos (íons dissolvidos de NaCl, Na^+ e Cl^-) – C, em miligramas por litro, a partir dos valores de CE em micro Siemens por centímetro. A correlação dos parâmetros foi bastante alta ($r^2=0,999$), indicando bom fator para estimativa dos sólidos dissolvidos, na qual C representa a concentração de sólidos dissolvidos (mg/L) e CE a condutividade elétrica medida ($\mu\text{S}/\text{cm}$).

$$C = 0,507 \times CE - 0,617 \quad (5.1)$$

Destaca-se ainda que o intervalo de tempo utilizado neste trabalho foi de 1 minuto.

5.2.1.2 Definições dos termos e parâmetros mais utilizados para análise do desempenho hidráulico

Conforme destacado no item 3.7.6 deste trabalho, a análise do desempenho hidráulico envolve diversos termos que podem ser determinados a partir da curva C_{pulso} e os termos listados no item anterior são utilizados para determinação dos Parâmetros de Avaliação do Desempenho Hidráulico do sistema.

5.2.2 Avaliação da Variação do Volume de Alimentação na Unidade de Controle

Na unidade de controle foram realizados ensaios para a composição dos testes hidrodinâmicos utilizando-se dois volumes pré-definidos. O primeiro volume foi o volume máximo aplicável pelo sistema de alimentação (940 L) correspondente à TAH de 0,4 m/d e a 12 bateladas diárias. O segundo volume aplicado foi o correspondente à mesma TAH, porém aplicado em 24 bateladas diárias (530 L). O objetivo da utilização dos dois volumes diferentes foi permitir a comparação da resposta das unidades (o quanto o fluxo real do sistema se afasta dos modelos hidráulicos ideais de fluxo em pistão e de mistura completa) ao se manter a TAH, porém variar a dose aplicada (volume) e por conseqüência o número de bateladas diárias.

Os resultados gráficos obtidos após a medição forneceram a variação da Condutividade Elétrica – CE em função do tempo decorrido de ensaio.

Observa-se que, naturalmente, o pico de concentração de sólidos medidos no maior volume é menor, resultado da maior capacidade de diluição (para 940 L pico de 2100 $\mu\text{S}/\text{cm}$ e para 530 L pico de 3050 $\mu\text{S}/\text{cm}$).

Na intenção de obter os valores de concentração estimada total de íons dissolvidos na água procedeu-se à utilização da equação 5.1, obtida através da elaboração da Curva de Padrões Hidrodinâmicos (figuras 5.11 e 5.12).

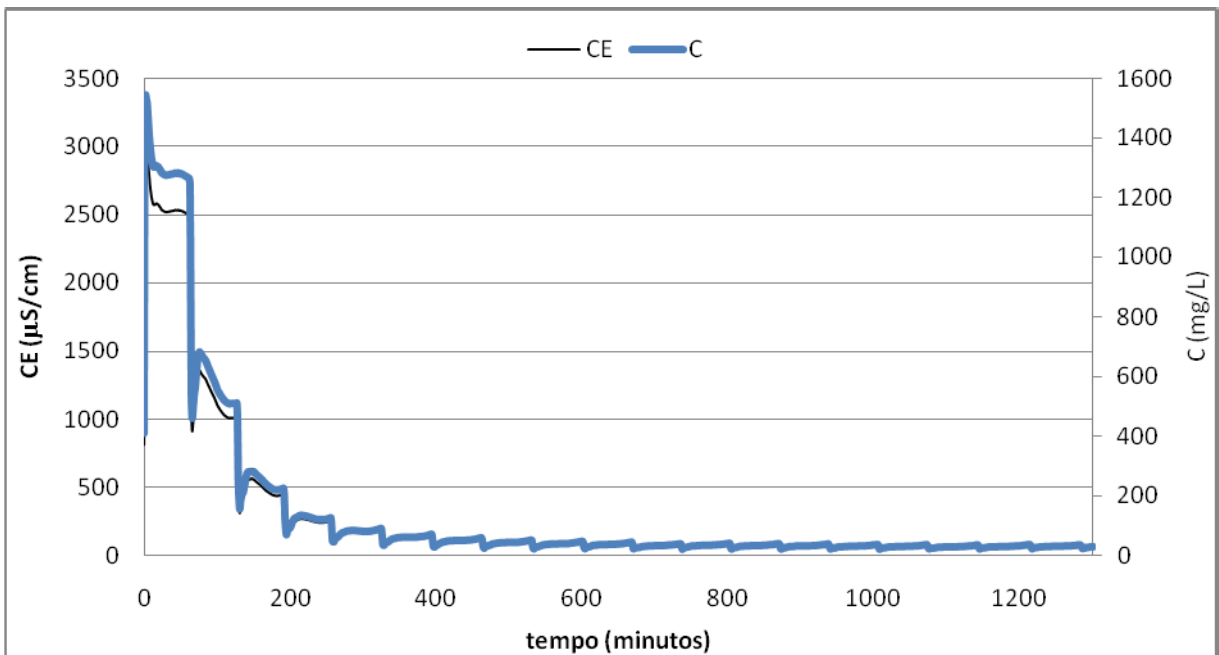


Figura 5.11 – CE e Concentrações de STD para 530 L

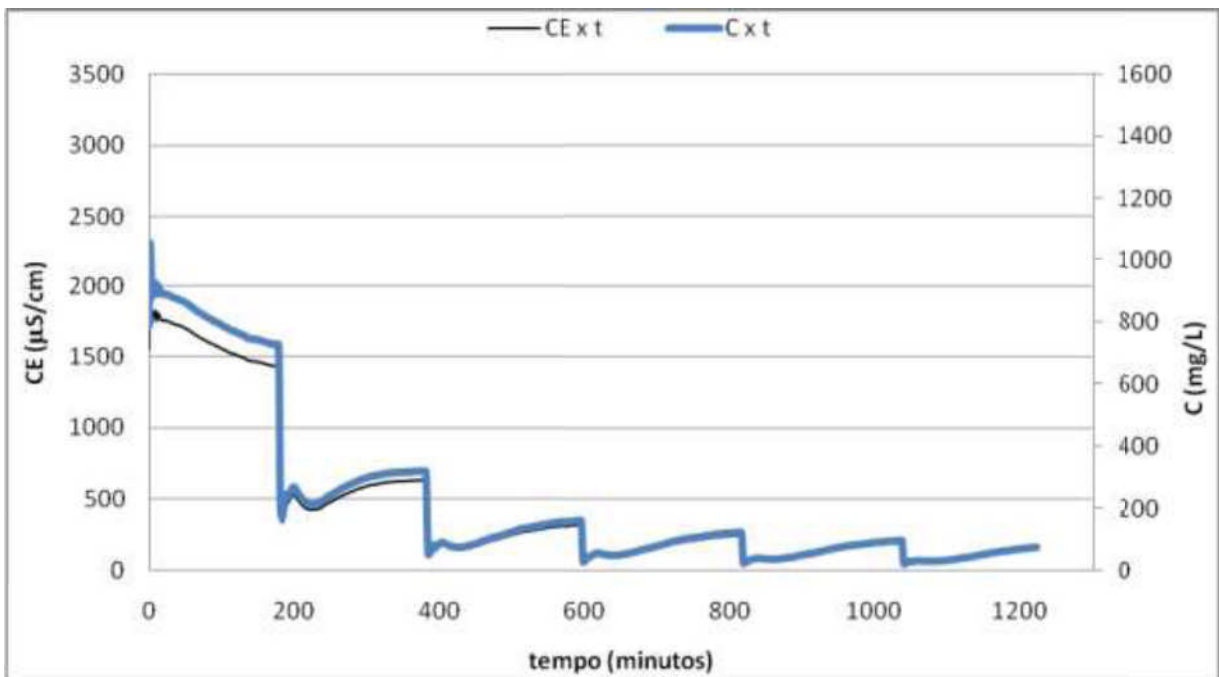


Figura 5.12 – CE e Concentrações de STD para 940 L

Obtidas as concentrações a cada minuto utilizou-se a equação 3.5 para calcular a área sob a curva apresentada tendo em vista encontrar a quantidade total de traçador que saía a cada minuto.

O tempo médio de residência foi determinado a partir da utilização da equação 3.6 e será apresentado na tabela 5.5.

Para se obter as funções de distribuição da idade de saída do fluido, para 530 L e 940 L na unidade de controle, basta que cada leitura de concentração seja dividida pela área determinada pela equação 3.5, a quantidade drenada de traçador. Deste modo tem-se a curva normalizada que permite a comparação entre as unidades.

Destaca-se que é possível observar que o traçador deixa a unidade de controle mais rapidamente quando se utiliza a aplicação de mais bateladas de menor volume (530 L), para uma mesma TAH.

Para se identificar a quantidade de traçador que deixou o reator até um tempo qualquer t , deve-se aplicar a equação 3.8 e compor a Curva Cumulativa de Distribuição dos Tempos de Residência, $F(t)$ (figuras 5.13 e 5.14).

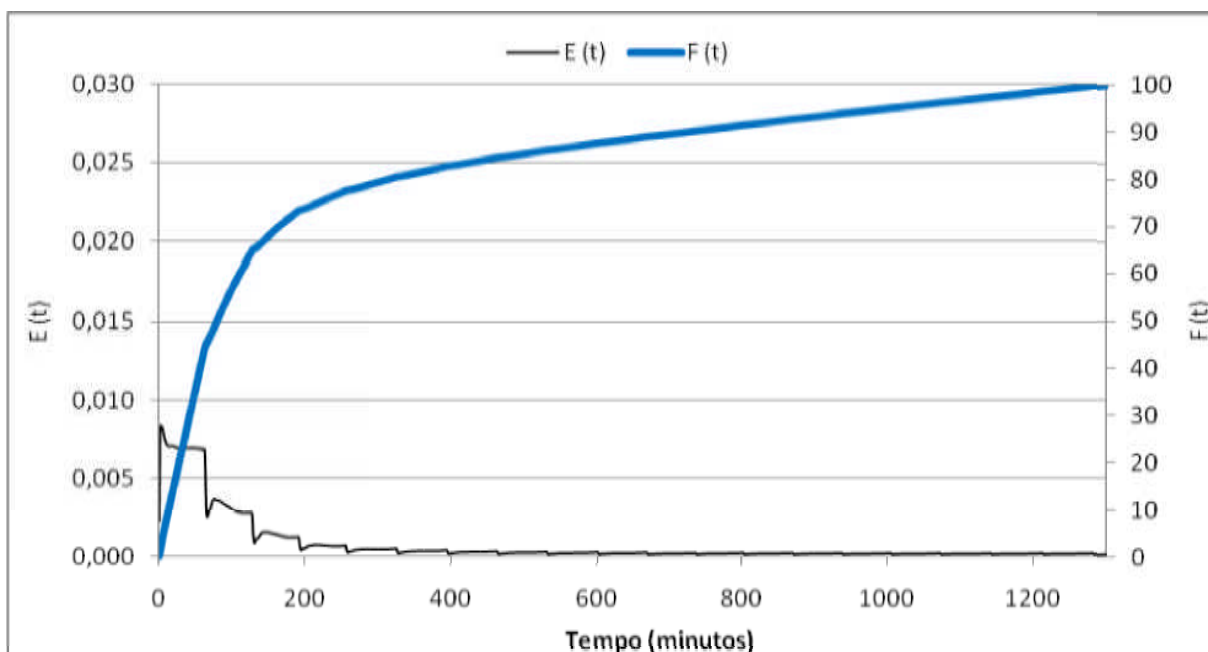


Figura 5.13 – E (t) e F (t) (530 L)

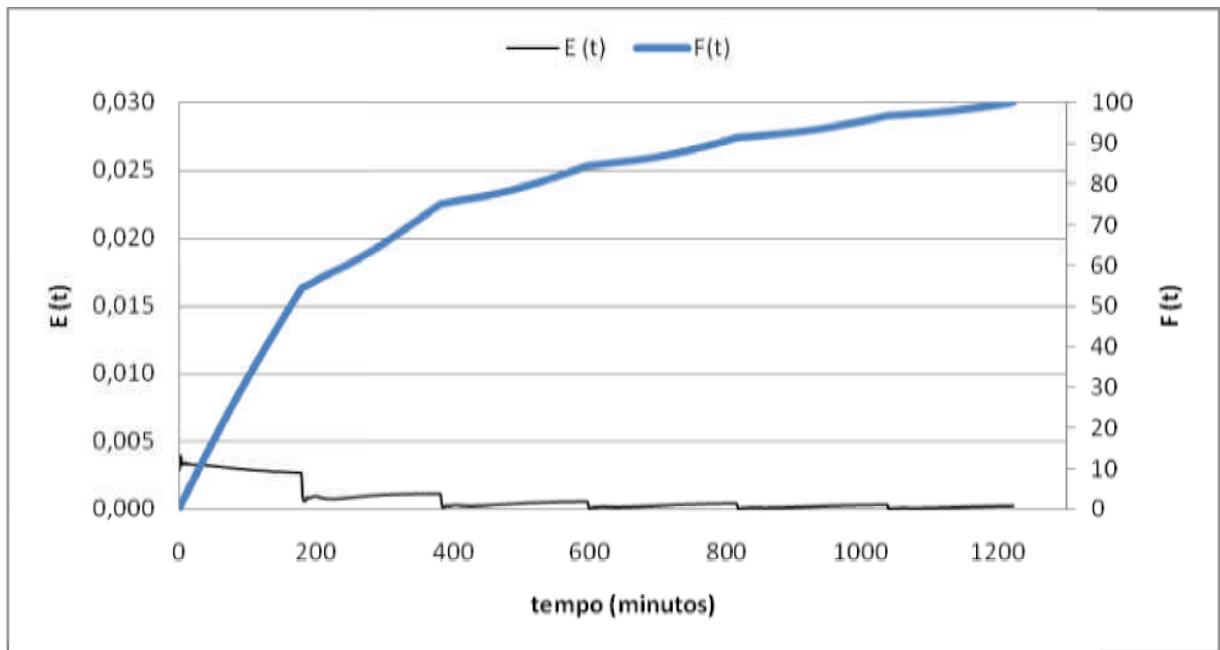


Figura 5.14 – E (t) e F (t) (940 L)

A análise do comportamento hidráulico envolveu os valores utilizados para o cálculo dos parâmetros (tabela 5.5), que foram obtidos a partir dos gráficos anteriormente apresentados. Para o TDH se utilizou o resultado do quociente entre o volume nominal e o fluxo volumétrico (TDH nominal). Os parâmetros calculados estão apresentados na tabela 5.6 e os valores de referência nas tabelas 3.4 (número de dispersão – d) e 5.7 (IDM, ICC, ITMR e ITRM).

Tabela 5.5 – Valores utilizados para cálculo dos parâmetros de interpretação dos testes hidrodinâmicos

Unidade	T _i (min.)	T _p (min.)	T _m (min.)	T ₁₀ (min.)	T ₉₀ (min.)
Controle 530 L	1	2	213,98	13	728
Controle 940 L	1	2	292,63	29	788

Tabela 5.6 – Parâmetros utilizados para avaliação hidráulica dos resultados dos testes hidrodinâmicos

Unidade	IDM (T ₉₀ /T ₁₀)	TDH (min.)	ICC (T _i /TDH)	ITMR (T _p /TDH)	ITRM (T _m /TDH)	d
Controle 530 L	56	2716	0,000368	0,0007	0,0788	218
Controle 940 L	27	2716	0,000368	0,0007	0,1077	156

Tabela 5.7 – Valores de referência para avaliação hidráulica dos parâmetros resultantes dos testes hidrodinâmicos

Unidade	IDM (T_{90}/T_{10})	ICC (T_i/T_{DH})	ITMR (T_p/T_{DH})
Mistura Completa	22	0	0
Fluxo em Pistão	1	1	1
ITRM	0	presença de curtos - circuitos e zonas mortas	
	1	uso integral do volume da unidade	

O Índice de Dispersão de Morril – IDM apresentou valores superiores a 22 para os dois volumes aplicados, conforme esperado, indicando a tendência ao modelo de mistura completa. Entretanto o valor do índice foi maior para a aplicação de menor volume, indicando maior tendência à mistura completa para menor volume de batelada aplicado a intervalos de tempos menores.

O Índice de Curto-Circuito – ICC obteve como respostas valores bem próximos a zero, indicando a tendência à mistura completa.

Os valores do Índice de Tempo Modal da Retenção – ITMR se aproximaram de zero, indicando a tendência à mistura completa. Entretanto, obtiveram-se valores de razão menores que 1, indicando que a distribuição do fluxo não está uniforme.

O Índice de Tempo de Retenção Médio – ITRM em ambos os casos foi menor que 1, indicando a existência de curtos-circuitos e zonas mortas, sendo mais forte sua interferência para a aplicação de menor volume de batelada em menores intervalos de tempo. Destaca-se que o valor 1 indica que foi feito uso integral do volume do sistema. Através da análise dos resultados observa-se que apenas cerca de 10% do volume do reator é utilizado. Este fato permite concluir que a unidade permanece não saturada mesmo durante a passagem da lâmina d'água pelo meio filtrante, conforme será confirmado no item de análise da eficiência volumétrica.

Os resultados alcançados para o Número de Dispersão – d foram maiores que 0,25. Para valores maiores que 0,25 o grau de dispersão é considerado grande, conforme tabela 3.4 (grande dispersão axial, característica de sistemas que se aproximam da mistura completa), sendo maior a dispersão para a aplicação de menor volume com menores intervalos entre as bateladas.

Destaca-se ainda que, segundo Metcalf & Eddy (2003), quanto mais assimétrica for a curva resposta do traçador, maior será a dispersão. As curvas obtidas (figuras 5.12 e 5.13) apresentam grande assimetria, confirmando a grande dispersão presente nos resultados.

5.2.3 Comparação hidrodinâmica entre as unidades plantadas e a não plantada

Aplicou-se nas três unidades, separadamente, o volume de 530 litros, referente à TAH de 0,4 m/d, correspondente a 24 bateladas diárias. Foi executada a mesma tabulação dos dados, conforme apresentado anteriormente e obteve-se como resultado as figuras 5.15, 5.16, 5.17, 5.18, 5.19 e 5.20 e as tabelas 5.8 e 5.9.

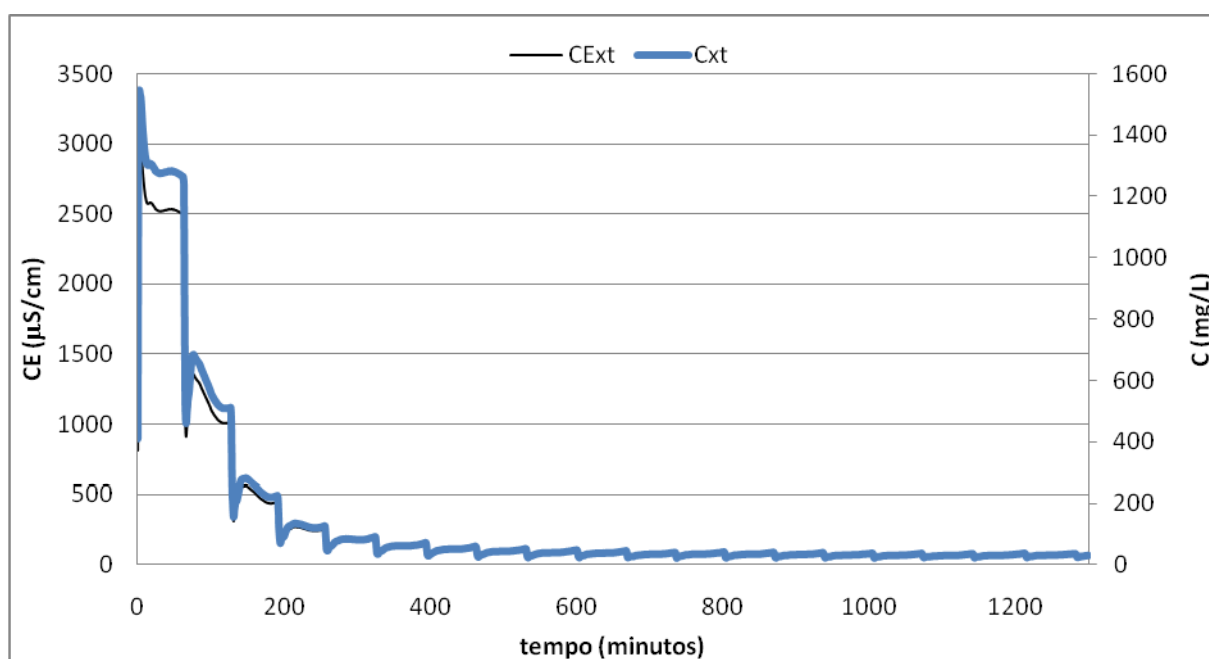


Figura 5.15 – CE e Concentrações de STD para a unidade de controle

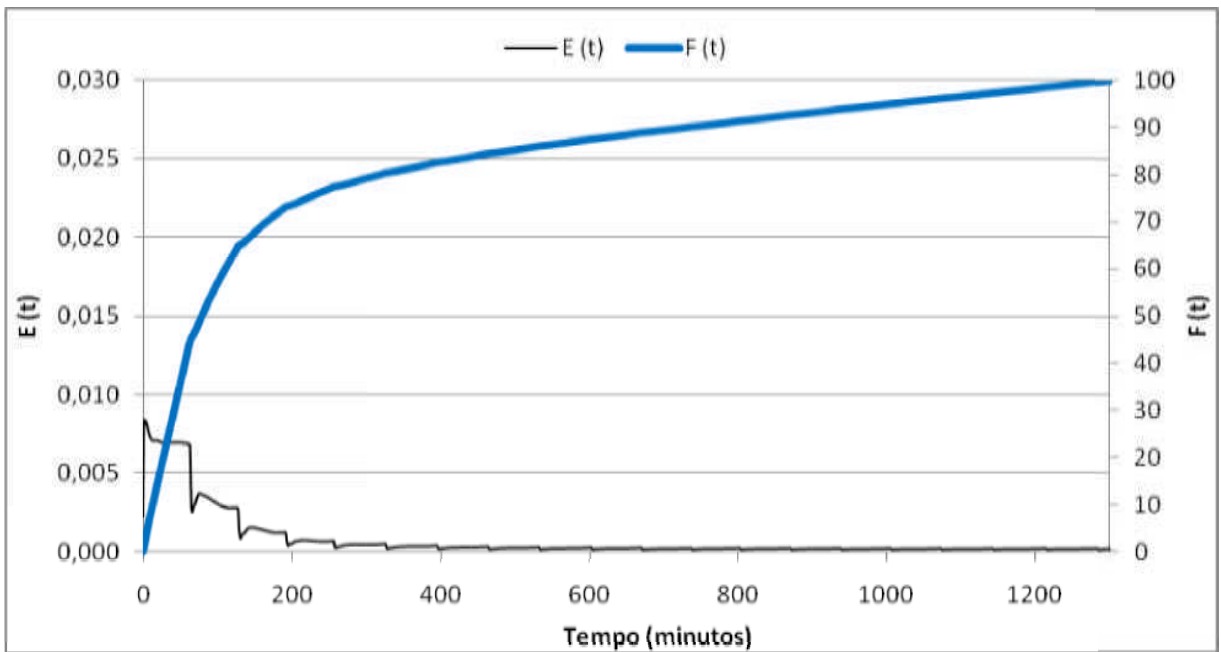


Figura 5.16 – $E(t)$ e $F(t)$ para a unidade de controle

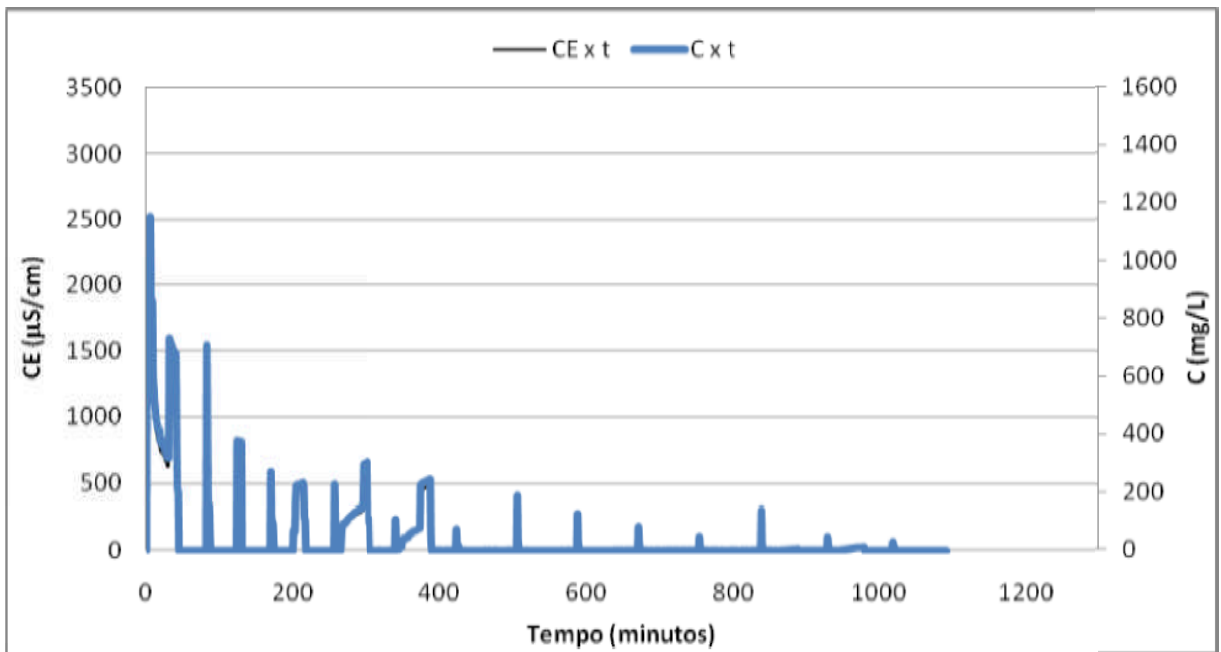


Figura 5.17 – CE e Concentrações de STD para a unidade plantada com Taboa

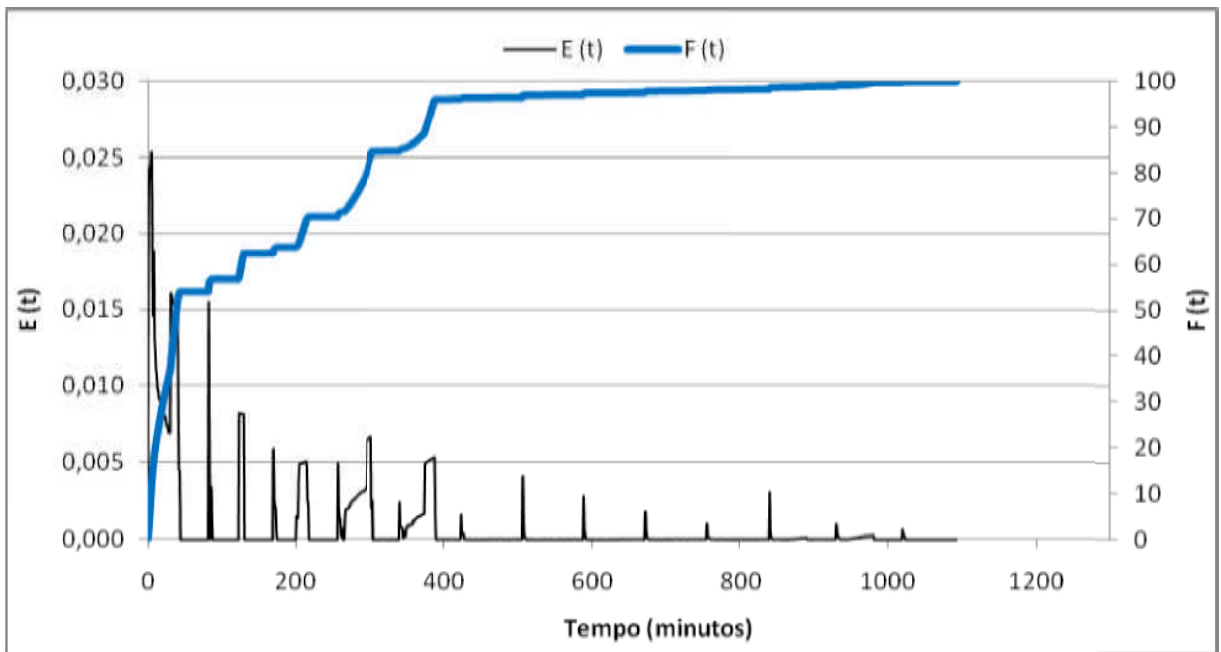


Figura 5.18 – $E(t)$ e $F(t)$ para a unidade plantada com Taboa

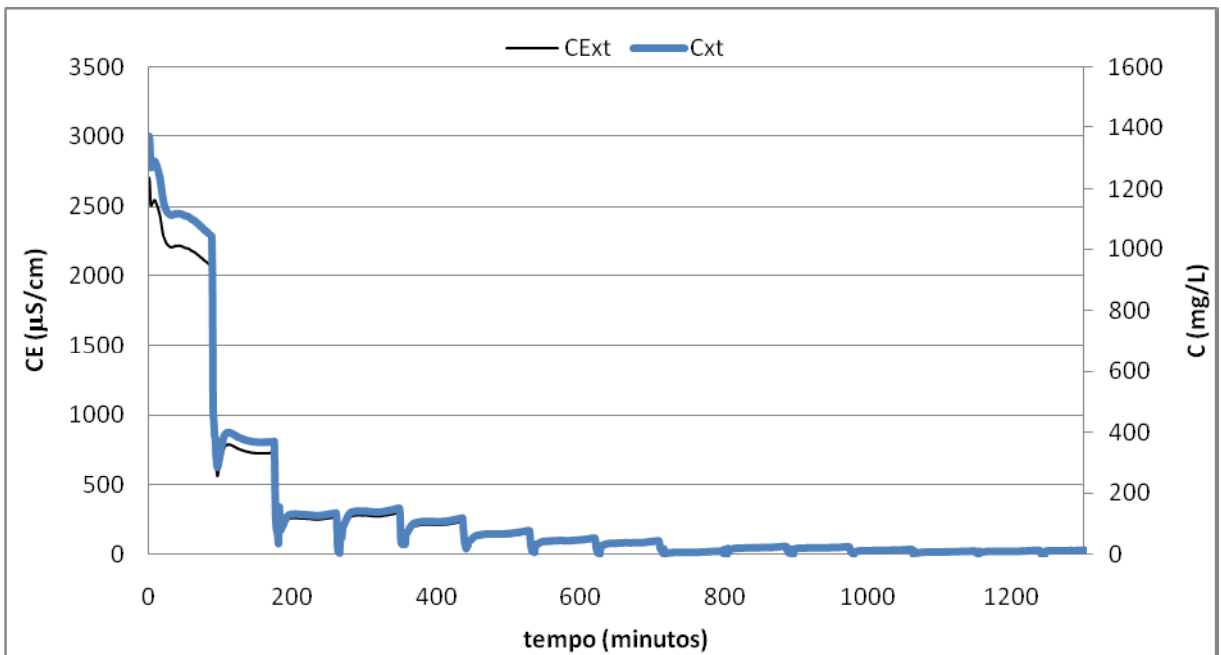


Figura 5.19 – CE e Concentrações de STD para a unidade plantada com *Tifton-85*

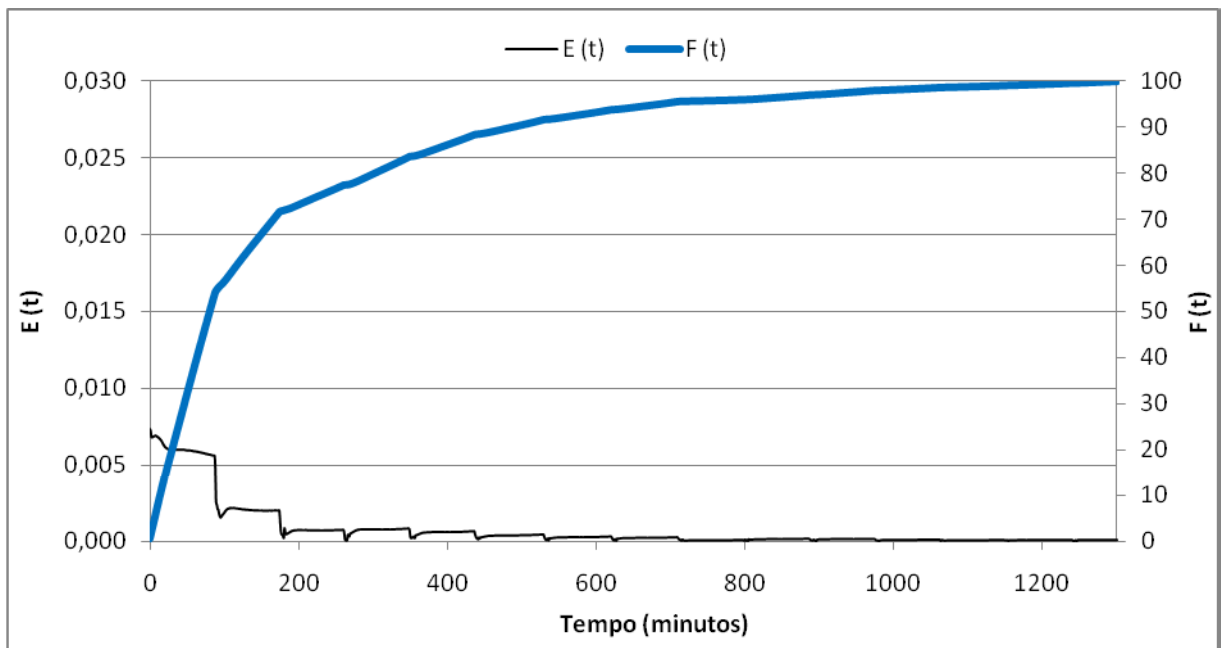


Figura 5.20 – E (t) e F(t) para a unidade plantada com *Tifton-85*

Tabela 5.8 – Valores utilizados para cálculo dos parâmetros

Unidade	Ti (min.)	Tp (min.)	Tm (min.)	T ₁₀ (min.)	T ₉₀ (min.)
Controle 530 L	1	2	213,98	13	728
Taboa 530 L	1	5	148,40	5	377
Tifton 530 L	2	2	180,03	14	486

Tabela 5.9 – Parâmetros utilizados para avaliação hidráulica

Unidade	IDM (T ₉₀ /T ₁₀)	TDH (min.)	ICC (Ti/TDH)	ITMR (Tp/TDH)	ITRM (Tm/TDH)	d
Controle 530 L	56	2716	0,000368	0,0007	0,0788	218
Taboa 530 L	75	2716	0,000368	0,0018	0,0546	110
Tifton 530 L	35	2716	0,000736	0,0007	0,0663	153

O Índice de Dispersão de Morril – IDM apresentou valores superiores a 22 para as três unidades avaliadas, conforme esperado, indicando a tendência ao modelo de mistura completa. O MDI foi maior para a unidade plantada com Taboa indicando maior mistura nessa unidade, seguida pela unidade de controle e posteriormente pela unidade plantada com *Tifton-85*.

O Índice de Curto-Circuito – ICC obteve como respostas valores bem próximos a zero, indicando a convergência à mistura completa. Destaca-se a maior convergência para a unidade de controle e a plantada com Taboa e posteriormente, a plantada com *Tifton-85*.

Os valores do Índice de Tempo Modal da Retenção – ITMR se aproximaram de zero, indicando a tendência à mistura completa. Destaca-se que a maior tendência foi observada na unidade de controle e na plantada com *Tifton-85* e, finalmente, na plantada com Taboa. Os valores de razão encontrados são menores que 1, indicando que a distribuição do fluxo não está uniforme.

O Índice de Tempo de Retenção Médio – ITRM em ambos os casos foi menor que 1, indicando a existência de curtos-circuitos e zonas mortas, sendo mais forte sua interferência na unidade plantada com Taboa, seguida pela unidade plantada com *Tifton-85* e, posteriormente, a unidade de controle. Através da análise dos resultados observa-se que apenas entre 5 e 8% do volume dos reatores é utilizado. Este fato permite concluir que as unidades permanecem não saturadas mesmo durante a passagem da lâmina d'água pelo meio filtrante, conforme será confirmado no item de análise da eficiência volumétrica.

Os resultados alcançados para o Número de Dispersão – d foram maiores que 0,25. Para valores maiores que 0,25 o grau de dispersão é considerado grande, conforme tabela 3.4 (grande dispersão axial), sendo maior a dispersão para a unidade de controle, seguida pela unidade plantada com *Tifton-85* e, finalmente, a plantada com Taboa.

Destaca-se novamente aqui que, conforme Metcalf & Eddy (2003), quanto maior for a assimetria da curva resposta do traçador, maior será a dispersão. As curvas obtidas (figuras 5.15, 5.17 e 5.19) apresentam grande assimetria, confirmando a grande dispersão presente nos resultados.

5.2.4 Avaliação da Seqüência de Bateladas

5.2.4.1 Série histórica de Bateladas

O sistema foi alimentado, ininterruptamente, durante 48 horas com esgoto bruto e registrou-se a condutividade elétrica de saída do fluido ao longo do tempo. A série histórica é apresentada somente para a unidade plantada com Taboa e a unidade de controle. Os dados da unidade plantada com *Tifton-85* foram perdidos devido aos problemas ocorridos com o *Data Logger*.

A figura 5.21 mostra que os valores de condutividade do esgoto de saída da unidade plantada com Taboa, que era cerca de 800 $\mu\text{S}/\text{cm}$ no momento da aplicação do traçador. Após a aplicação os valores subitamente atingem cerca de 3.400 $\mu\text{S}/\text{cm}$. A partir de então, a cada nova batelada aplicada, novo pico é formado, porém com valores inferiores ao pico inicial, indicando claramente a saída de parte do traçador da unidade. As novas bateladas aplicadas podem ser identificadas nas figuras 5.26 e 5.27 pelos picos apresentados aproximadamente a cada hora. O pico apresentado aos 37 minutos é referente a problemas com o *Data Logger*, que apresentou esse comportamento algumas vezes, parecendo “reinicializar” seu sistema interno.

Para a unidade de controle, conforme pode ser visto na figura 5.22 no momento do ensaio a condutividade do esgoto que saía atingia valores acima de 500 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Após a aplicação do traçador, novamente, os valores subitamente atingem cerca de 3.800 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Do mesmo modo identifica-se a cada nova batelada a queda do pico de condutividade até o momento em que se percebe a estabilização da curva e o fim da interferência do traçador na condutividade do efluente que deixa as unidades.

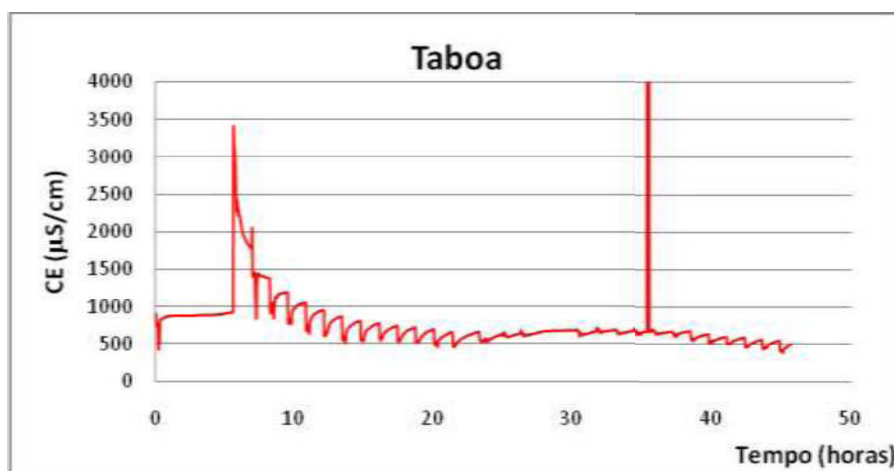


Figura 5.21 – Série histórica de picos de condutividade elétrica (unidade com Taboa)

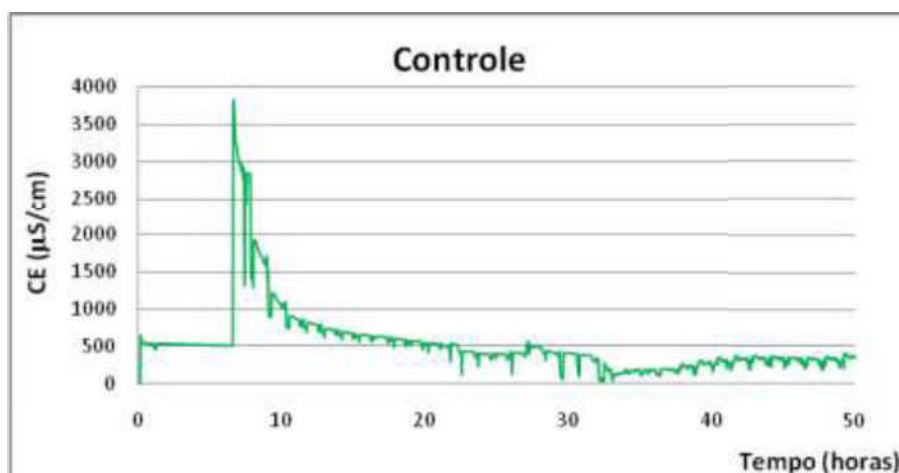


Figura 5.22 – Série histórica de picos de condutividade elétrica (unidade de controle)

5.2.4.2 Sobreposição das Curvas de Vazão e CE

O sistema foi alimentado durante 48 horas com esgoto bruto e registrou-se a vazão e a condutividade elétrica de saída do fluido ao longo do tempo. A série histórica é apresentada somente para a unidade plantada com Taboa e a unidade de controle. Os dados da unidade plantada com *Tifton-85* foram perdidos devido aos problemas ocorridos com o *Data Logger*.

A figura 5.23 e a figura 5.24 permitem visualizar o efeito do sistema de medição na curva resposta de traçador e seu respectivo hidrograma de vazão.

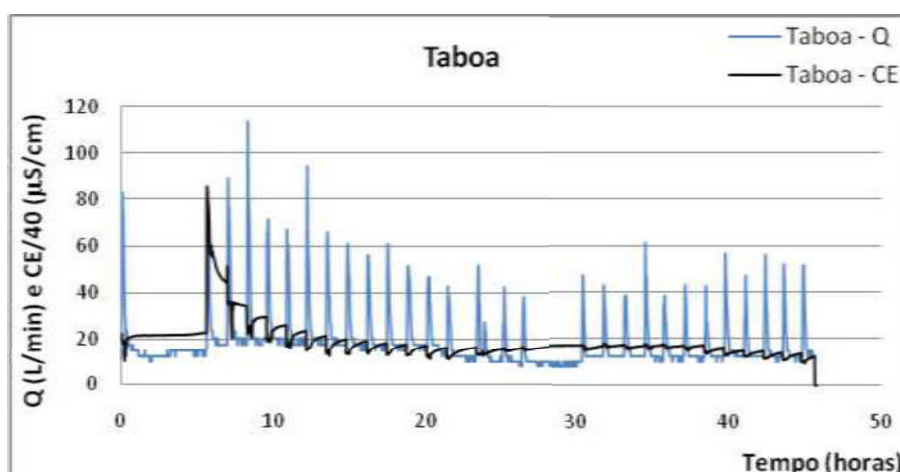


Figura 5.23 – Sobreposição das curvas de vazão e CE (Taboa)

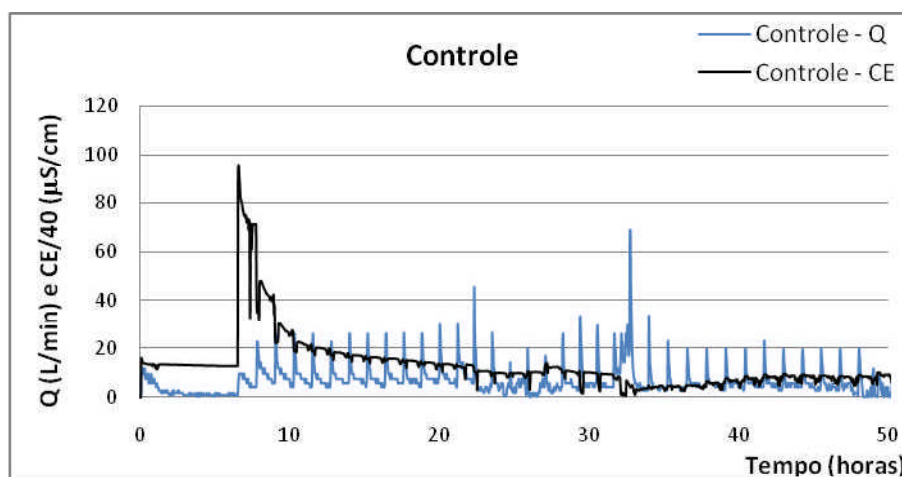


Figura 5.24 – Sobreposição dos picos de vazão e CE (Controle)

Destaca-se que o primeiro pico de vazão contendo o traçador é coincidente com o primeiro pico de CE registrado, reforçando o caráter de aplicação em pulso do traçador.

A partir do segundo pico de vazão contendo traçador, no momento da aplicação da batelada há instantânea queda dos valores de CE. Tal fato se explica, em parte, pela aplicação de novo volume de esgoto sem a presença do traçador. Entretanto, o fato relatado acima pode ser atribuído à forma de medição dos valores de CE e pode ser explicado, em parte, pelos três fatores listados e detalhadamente explicados no item 4.8.3 deste trabalho.

5.2.5 Avaliação da Eficiência Volumétrica - e_v

5.2.5.1. Comparação entre as unidades plantadas e a não plantada

As equações 4.2 e 4.4 foram utilizadas para estimar a eficiência volumétrica nas unidades para o volume pré-determinado de 530 L. Destaca-se que o tempo de detenção real foi estimado pelos valores de TM obtidos com as avaliações hidrodinâmicas realizadas por meio do traçador conservativo, NaCl. Os resultados estão apresentados na tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Variação da eficiência volumétrica (unidades plantadas e não plantadas)

Unidade	TM (min.)	e_v
Taboa	148,40	0,055
Tifton - 85	180,03	0,066
Controle	213,98	0,079

Os valores obtidos de eficiência volumétrica para os leitos de fluxo vertical, para os distintos volumes aplicados, foram bastante inferiores aos obtidos por Kadlec & Wallace (2008) para as WFS.

Conforme pode ser visto, pelos resultados da e_v calculada, apenas uma pequena parcela do volume nominal das unidades é utilizada ativamente no fluxo. Para a unidade de controle, apenas parte do volume nominal (8%) participou ativamente do fluxo quando aplicado o volume de 530 L. A unidade plantada com *Tifton-85* utilizou 7% e a plantada com Taboa utilizou 5% do volume nominal.

Os respectivos valores complementares, 92%, 93% e 95% são o volume ineficiente da unidade durante o fluxo ativo. Entretanto, este percentual ineficiente é composto em parte pelo próprio meio filtrante, e ainda pelos poros que permaneceram vazios mesmo durante a passagem da lâmina d'água. Tal fato permite concluir que as unidades permaneceram não saturadas mesmo durante a passagem da lâmina d'água, permitindo a constante aeração por convecção e difusão, uma vez que os percentuais de utilização em fluxo ativo foram tão pequenos.

Para *wetlands* de fluxo superficial – WFS, Kadlec & Wallace (2008) encontraram valores na faixa de 0,70 a mais de 0,90 para unidades plantadas e de 0,55 a 0,90 para unidades não plantadas. Entretanto, não há valores na literatura especificamente para leitos de fluxo vertical.

Destaca-se que as unidades plantadas utilizaram um percentual ainda menor do volume nominal. Essa pequena diferença provavelmente pode ser explicada devido à criação de regiões preferenciais de fluxo nas unidades plantadas, os caminhos preferenciais, gerados pelos caules e rizomas das plantas. Desta maneira algumas regiões permaneceram como zonas mortas, e a maior parte do fluxo ativo ocorreu apenas nestes volumes preferenciais.

5.2.5.2. Avaliação da variação de volume aplicado na unidade de controle

As equações 4.2 e 4.4 foram utilizadas para estimar a eficiência volumétrica nas unidades para o volume pré-determinado de 530 L. Destaca-se que o tempo de detenção real foi estimado pelos valores de TM obtidos com as avaliações hidrodinâmicas realizadas por meio do traçador conservativo, NaCl. Os resultados estão apresentados na tabelas 5.11.

Os valores obtidos de eficiência volumétrica para os leitos de fluxo vertical novamente foram bastante inferiores aos obtidos por Kadlec & Wallace (2008) para as WFS.

Tabela 5.11 – Variação da eficiência volumétrica (volumes distintos, unidade: controle)

Unidade	TM (min.)	e_v
Controle - 530 L	213,98	0,079
Controle - 940 L	292,63	0,108

Conforme pode ser visto, pelos resultados da e_v calculados, apenas uma pequena parcela do volume nominal das unidades é utilizada ativamente no fluxo. Para a unidade de controle, quando se aplicaram 530 litros, apenas 8% do volume nominal participou ativamente do fluxo. Ao se aplicar um volume maior (940 litros) verificou-se a utilização de 11% do volume nominal ativamente no fluxo.

Os respectivos valores complementares, 92% e 89% são o volume ineficiente da unidade durante o fluxo ativo. Entretanto, este percentual ineficiente, conforme ressaltado anteriormente é composto, em parte, pelo próprio meio filtrante, e ainda pelos poros que permaneceram vazios mesmo durante a passagem da lâmina d'água. Tal fato permite concluir que a unidade permaneceu não saturada mesmo durante a passagem da lâmina d'água, permitindo a constante aeração por convecção e difusão para os dois volumes aplicados.

Destaca-se que para o maior volume aplicado houve um pequeno aumento do percentual nominal utilizado. Essa pequena diferença pode ser explicada devido ao maior volume de líquido aplicado. Entretanto deve-se ressaltar que, caso o volume aplicado seja muito maior, conforme esperado para os casos de sobrecarga hidráulica (MOLLE *et. al.*, 2006), deve-se avaliar a possibilidade de prejuízos na aeração devido a percentuais muito maiores de utilização da unidade no fluxo ativo, e conseqüente prejuízo na eficiência da unidade.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Novas publicações acerca dos leitos de fluxo vertical têm consolidado cada vez mais o uso deste sistema biológico de tratamento de esgotos em todo o mundo. Sua versatilidade, desempenho alcançado, baixo custo e simplicidade de manutenção e operação são os responsáveis pela sua perceptível consolidação e indicação para as pequenas comunidades. Esse sistema é capaz de atender a rigorosos requisitos de desempenho, com baixos custos per capita e simplicidade de operação e manutenção.

6.1 Conclusões

Nesta pesquisa a maior contribuição consistiu na avaliação do modelo hidráulico de funcionamento deste sistema realizada com base nos hidrogramas e nos testes hidrodinâmicos executados.

Está constatado que o sistema de distribuição de efluentes não distribuiu o volume aplicado de maneira uniforme na superfície dos filtros (ITMR *Tifton-85*: 0,0018; Taboa e Controle: 0,0007) e para as três unidades foram identificados fortes indícios da presença de curtos-circuitos e zonas mortas (ITRM Taboa: 0,0546; *Tifton-85*: 0,0663; Controle: 0,0788).

Em geral, identificou-se grande dispersão axial em todas as unidades (d Controle: 218; *Tifton-85*: 153; Taboa: 110) tendo sido maior para a unidade não plantada e crescente para menores volumes aplicados (d 530L: 218; 940L: 156). Tal comportamento pode ser justificado pela tendência de comportamento da unidade conforme o modelo de mistura completa.

Com relação ao regime hidráulico, houve forte tendência à mistura completa, o que é coerente com a alta dispersão axial, sendo mais intensa para a unidade plantada com Taboa (IDM: 75; Controle: 56; *Tifton-85*: 35) e crescente com a aplicação de menores volumes (IDM 530L: 56; 940L: 27).

Para a série histórica de vazões de saída, os picos de vazão foram mais de duas vezes maiores para as unidades plantadas (Taboa: 70 l/s; Controle: 30 l/s), confirmando a função das plantas na prevenção da colmatação dos filtros.

O TDH real foi menor para as unidades plantadas (TM Taboa: 148,40 min.; *Tifton-85*: 180,03 min.; Controle: 213,98 min.) devido aos caminhos preferenciais criados pelas plantas. Quando

foram aplicados volumes maiores, foram necessários maiores intervalos de tempo para que estes deixassem as unidades (TM 530L: 213,98 min.; 940L: 292,63 min.).

A não saturação dos leitos, mesmo durante a passagem da lâmina d'água (e_v Taboa: 5,5%; *Tifton-85*: 6,6%; Controle: 7,9%), permite concluir que a aeração nos leitos encontra-se otimizada para a TAH indicada na literatura e o regime de dosagem utilizado. As unidades plantadas obtiveram maior tendência à não saturação possivelmente devido à presença de caminhos preferenciais.

6.2 Recomendações

1. Para os leitos de fluxo vertical, a importância da presença das plantas não deve ser focada apenas nas capacidades de oxigenação e de absorção de nutrientes. É consolidado seu papel fundamental para o controle e manutenção da condutividade hidráulica e afastamento de situações de colmatção. Há de se destacar ainda sua importância para a sobrevivência de grande variedade de espécies que participariam como predadores na redução das populações de bactérias fecais. Através da sombra causada pelas suas folhagens, as plantas também favorecem a ocorrência de apenas pequenas variações na temperatura no interior dos leitos ao longo do dia. Desta forma tem-se que:
 - Há clara necessidade de maiores estudos com relação à redução de populações de bactérias por espécies predadoras;
 - Há necessidade de mais estudos sobre o efeito da grande variação da temperatura ao longo do dia em unidades não plantadas e suas conseqüências.
2. Os processos de convecção e difusão são mecanismos dependentes da operação de alimentação e desta maneira a sobrecarga hidráulica afeta estes fenômenos através do número e dos volumes das bateladas, da duração da lâmina d'água formada na superfície do leito e da saturação da unidade ou não. A duração do período de repouso e o regime de dosagem afetam o desempenho hidráulico e a eficiência de purificação dos filtros. Assim tem-se que:
 - Há necessidade de maiores esclarecimentos a respeito do limite suportável de sobrecarga hidráulica, inclusive originária de eventos chuvosos;

- Há necessidade de mais estudos sobre o tempo mínimo a ser respeitado como período de repouso e recomposição da capacidade de infiltração da unidade.
3. Sistemas de tratamento biológico de esgotos envolvem dois fatores principais para o aperfeiçoamento da autodepuração. Estes fatores são as reações bioquímicas que ocorrem no efluente e o transporte hidráulico deste efluente.

De modo geral, para a análise do transporte hidráulico, a forma geométrica do reator, a quantidade de energia inserida (mistura) e o tamanho da unidade são fatores que influenciam o tipo de fluxo e o padrão de mistura que virão a compor o modelo hidráulico proposto especificamente para aquela unidade em análise.

O número de doses aplicadas e o volume dessas doses (bateladas) acarretarão variações no TDH e conseqüentemente no tempo de contato entre poluentes e bactérias. Contudo, variações também serão percebidas no controle da uniformidade de acúmulo de novos depósitos, na difusão de oxigênio e na velocidade de infiltração.

Os escoamentos não ideais apresentam desvios em relação à idealidade que culminarão em modificações no comportamento hidráulico, em seu TDH e na eficiência da unidade. Para determinar o grau de desvio presente em uma unidade utiliza-se um traçador conservativo e a análise do experimento estímulo-resposta descrito por Levenspiel (2000).

Os desvios mais comuns são as regiões de estagnação, a recirculação interna, os caminhos preferenciais, a agitação mal realizada, a má disposição das partículas sólidas e o efeito das paredes da unidade sobre o fluxo.

Alguns fenômenos como a formação e funcionamento dos caminhos preferenciais necessitam maiores esforços de análise. A modelagem numérica em duas dimensões, juntamente com a utilização de elementos finitos e descontínuos, tem possibilitado a melhora destas análises, permitindo inclusive a estimação do erro intrínseco, conforme descrito por Forquet (2009). Tal estudo permitiria unir equações de transporte hidráulico e de degradação bioquímica para oxigênio, incluindo dados de difusão e estado gasoso. Com base na contextualização deste terceiro item, tem-se que:

- Há clara necessidade de maiores avanços no desenvolvimento desta tecnologia de análise para que possibilite o desenvolvimento de entendimentos mais completo acerca dos processos que ocorrem no interior dos leitos de fluxo vertical.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGENCE DE L'EAU R.M.C. Épuration des eaux usées domestiques par filtres plantes des macrophytes, recommandations techniques pour la conception et la réalisation. Lyon, 2005, 44 p.

ALMEIDA, G. C. P. Caracterização Física e Classificação dos Solos. Juiz de Fora: Departamento de Transportes/Faculdade de Engenharia/Universidade Federal de Juiz de Fora. 2005, 182p. Disponível em: <<http://www.geotecnia.ufjf.br>>. Acesso em: 26 Abril. 2009.

ARMSTRONG, N.; ARMSTRONG, J. & BECKETT, P. M. "Measurement and modelling of oxygen release from roots of *Phragmites australis*." *Constructed Wetlands in Water Pollution Control (Adv. Wat. Pollut. Control no 11)* Pergamon Press, Oxford/UK, PP. 41-51, 1990.

ARMSTRONG, W., ARMSTRONG, J., BECKETT, P. M. and JUSTIN, S. H. F. W. Convective gas-flows in wetland plant aeration, in *Plant Life Under Oxygen Deprivation*. M. B. Jackson, D. D. Davies, and J. Lambers, Eds. *SPB Academic Publishing bv, The Hague, The Netherlands*, 283, 1991.

BANTON, O. Field and laboratory-determined hydraulic conductivities considering anisotropy and core surface area. *Soil Science Society of America Journal*, v.57, p.10-15, 1993.

BAVOR, H. J.; ROSER, D. J. & ADCOCK, P. W. "Challenges for the development of advanced constructed wetlands technology." *Wat. Sci. And Tech.*, vol 32, nº3, PP. 13-20, 1995.

BEHRENDTS L.L., BAILEY E., HOUKE L. JANSEN P., BROWN D. Reciprocating constructed wetlands for treating industrial, municipal, and agricultural wastewater. Reddy K.R., Kadlec R.H. (eds.) *Proceedings of the 7th International Conference on Wetland System for Water Pollution Control*, University of Florida and IWA: Lake Buena Vista, Florida. 11-16 November 2000.

BOLLER, M., SCHWAGER, A., EUGSTER, J., MOTTIER, V., Dynamic behavior of intermittent buried filters. *Water Sci. Technol.* 28 (10), 99-107, 1993.

BORGES, A. C.; MATOS, A. T.; CALIJURI, M. C.; OLIVEIRA, G. H. H.; ROLDÃO, J. S. F. Uso de traçadores para avaliação da hidrodinâmica de sistemas alagados construídos operando sob condições climáticas tropicais. *Engenharia Agrícola*, v.29, p. Prelo, 2009.

BOUTIN, C., LIÉNARD, A. AND ESSER, D. Development of a new generation of reed-bed filters in France: First results. *Wat. Sci. Tech.*, 35 (5), 315-322, 1997.

BRASIL, M. S. Avaliação de aspectos hidráulicos e hidrológicos de sistemas alagados construídos de fluxo vertical. *Engenharia Sanitária Ambiental*, v.13, n.3, p. 323-328, 2008.

BRISAUD, F., SALGOT, M., BANCOLÉ, A., CAMPOS, C., FOLCH, M., Residence time distribution and disinfection of secondary effluents by infiltration percolation. *Water Science and Technology* 40 (4-5), 215-222, 1999.

BRIX, H. AND SCHIERUP, H. – H. Soil oxygenation in constructed reeds beds: the role of macrophyte and soil-atmosphere interface oxygen transport, in *Constructed Wetlands in*

Water Pollution Control. P. F. Cooper and B. C. Findlater, Eds. *Advances in Water Pollution Control*, Pergamon Press, Oxford, 53, 1990.

BRIX, H. "Function of macrophytes in constructed wetlands." *Wat. Sci. And Tech.*, vol 29, nº4, PP. 71-78, 1994.

BRIX, H., Constructed wetlands for municipal wastewater treatment in Europe. In: Mitsch. W. J. (Ed.), *Global Wetlands; Old World and New*. Elsevier, Amsterdam, PP. 325-334, 1994.

CHAZARENC F., MERLIN G. Influence of surface layer on hydrology and biology of gravel bed vertical flow constructed wetlands. *Water Science and Technology* 51 (9): 91-97, 2005.

CHIARAWATCHAI, N.; HEERS, M.; OTTERPOHL, R. Criteria for determining alternative plants to improve the resource recovery efficiency in constructed wetlands. *Water Science e Technology: IWA Publishing*, WST 58.8 2008, p. 1665 to 1670, 2008.

CHRISTMAN, S. Plant Encyclopedia. Floridata, Florida, 01 may. 2006. Disponível em: <<http://www.floridata.com/index.cfm>>. Acesso em 31 jul.2007.

COHIM, E.; KIPERSTOK, A.; DOURADO, M. Tempo médio de passagem de líquido em filtros intermitentes de leito de areia. In: CONGRESSO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL, 31., Santiago, Chile, 2008. *Anais....* Resumo expandido. Santiago: AIDIS, 2008. CDROM.

COOPER P.F., JOB G.D., GREEN B., SHUTES R.B.E. Reed beds and constructed wetlands for wastewater treatment. *WRc Publications*. 184 pp. plus data diskette: Swindon, United Kindom, 1996.

COOPER, P., Sizing vertical flow and hybrid constructed wetland systems. In: First International Seminar on the Use of Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment in Constructed Wetlands, 8-10 May 2003, Lisboa, Portugal, PP. 195-218, 2003.

CRITES R., Tchobanoglous G. *Small and Decentralized Wastewater Management Systems*. McGraw-Hill: New York, 1998.

CRITES R.W., Middlebrooks E.J., Reed S.C. *Natural Wastewater Treatment Systems*. Meyer M.D. (ed.) CRC Press: Boca Raton, Florida, 2006.

DANTAS, M. A. R.; MELO, H. N. S.; ANDRADE NETO, C. O. Aplicação de traçadores em filtros anaeróbios para avaliação das características hidrodinâmicas. In: CONGRESSO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL, 27., Porto Alegre, 2000. *Anais....* Rio de Janeiro: ABES, 2000.

DIERBERG, F. E.; DeBUSK, T. A. An evaluation of two tracers in surface-flow wetlands: rhodamine-WT and lithium. *Wetlands, Lawrence*, v.25, n. 1, p.8-25, 2005.

DITTMER U., MEYER D., LANGERGRABER G. Simulation of a sub-surface vertical flow constructed wetland for CSO treatment. *Water Science and Technology* 51 (9): 225-232, 2005.

FARAH, C. R. T. Conjugação de processos físico-químicos (UV; H₂O₂; UV/H₂O₂; Reagente Fenton; Foto Fenton) e biológicos (lodos ativados) para tratamento de águas residuárias contendo formol. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP. 2007. 151p.

FCTUC. Fundamentos de Engenharia Química. Coimbra, 2009. Disponível em: <<http://labvirtual.eq.uc.pt>>. Acesso em: Jul.2009.

FEAM. Relatório anual de Situação do Esgotamento Sanitário em Minas Gerais – Programa Minas Trata Esgoto. Belo Horizonte, 2009. Disponível em: <www.feam.br>. Acesso em: Set.2009.

FOGLER H.S. *Elements of Chemical Reaction Engineering*. Second Edition, Prentice Hall: Englewood Cliffs, New Jersey, 1992, 838 pp.

FORQUET, N. Diphasic modelling of vertical flow filter. *Ecological engineering* n.35, p.47-56, 2009.

GUNTENSPERGEN, G. R., STEARNS, F. & KADLEC, J. A. “Wetland vegetation” Anais: 1ST International Conference on Constructed Wetlands for Wastewater Treatment, Chattanooga – Tennessee/USA, vol. I, n° 5, PP. 73-88, junho/1988.

HERITAGE A., PISTILLO P., SHARMA K.P, LANSTKE I.R. Treatment of primary-settled urban sewage in pilot scale vertical flow wetland filters: Comparison of four emergent macrophyte species over a 12 month period. *Water Science and Technology* 32 (3): 295-304, 1995.

HILL, D. E. and SAWHNEY, B. L. Removal of phosphorus from wastewater by soil under aerobic and anaerobic conditions, *J. Environ. Qual.* 10:401, 1981.

HURTADO, A. L. B. Variabilidade da Condutividade Hidráulica do solo em valores fixos de umidade e de potencial matricial. Tese (Doutorado em Agronomia) Universidade de São Paulo, Piracicaba, SP. 2004.94 p.

JONG VAN LIER, Q.; LIBARDI, P. Variabilidade dos parâmetros da equação que relaciona a condutividade hidráulica com a umidade do solo no método do perfil instantâneo. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v.23, n.4, p.1005-1014, 1999.

KADLEC, R. H. “Overview: surface flow constructed wetlands”. *Wat. Sci. And Tech.*, vol. 32, n°3, PP. 1-12, 1995.

KADLEC. H. R. & WALLACE, S. *Treatment wetlands*. Second Edition, Boca Raton, Florida.2008, 1016 p.

KASSENGA G., PARDUE J.H., BLAIR, S., FERRARO T. Treatment of chlorinated volatile organic compounds in upflow wetland mesocosms. *Ecological Engineering*. 19: 305-323, 2003.

KAYSER, K., KUNST, S., FEHR, G., VOERMANEK, H., Nitrification in reed beds-capacity and potential control methods. *Water Science and Technology* 46 (6-7), 363-370, 2002.

- KAYSER, K., KUNST, S. Processes in vertical flow reed beds: nitrification, oxygen transfer, and soil clogging. *Water Science and Technology* 51 (9): 177-184, 2005.
- KOOTTATEP, T.; POLPRASERT, C.; OANH, N. T. K.; HEINSS, U.; MONTANGERO, A.; STRAUSS, M. Potentials of vertical flow constructed wetlands for septage treatment in tropical regions. In: MATSUO, T.; HANAKI, K.; TAKIZAWA, S.; SATOH, H. *Advances in water and wastewater treatment technology: Molecular technology, nutrient removal, sludge reduction and environmental health*. Amsterdam. Elsevier Science, sep.2001. 5 Water and wastewater treatment in asia, tropical and subtropical regions, p.315-325.
- LANGERGRABER G. Development of a simulation tool for sub-surface flow constructed wetland. Ph.D. Dissertation, IWGA SIG University of Vienna, 2001.
- LANGERGRABER G., HABERL R., LABER J., PRESSL A. Evaluation of substrate clogging processes in vertical flow constructed wetlands. *Water Science and Technology* 48 (5): 25-34, 2003.
- LEFEVRE, F. Epuration des eaux usées urbaines em infiltration percolation. Etude expérimentale et definition de procede. These de Doctorat. Université de Montpellier II. 341 pg. 1988.
- LEVENSPIEL, O. Engenharia das Reações Químicas Cálculo de Reatores, São Paulo; Edgard Blugher. V.2. 1974.
- LEVENSPIEL, O. *Chemical Reaction Engineering*. Second Edition, John Wiley & Sons: New York, 1995.
- LEVENSPIEL. O. Engenharia das Reações Químicas. 3.ed.São Paulo: Edgard Blücher, 2000. 563p.
- LIÉNARD, A. Domestic wastewater treatment in tanks with emergent hydrophytes: latest results of a recent plant in France. *Wat. Sci. Tech.*, 19(12), 373-375, 1987.
- LIÉNARD, A., BOUTIN, C. AND ESSER, D. Domestic wastewater treatment with emergent hydrophyte beds in France. In: *Constructed Wetlands in Water Pollution Control (Adv. Wat. Pollut. Control no 11)*, Cooper, P. F. and Findlater, B. C. (eds), Pergamon Press, United Kingdom. PP. 183-192, 1990a.
- LIÉNARD A., GUELLAF H., BOUTIN C. Choice of sand for filters used for secondary treatment of wastewater. *Water Science and Technology* 44 (2-3): 189-196, 2001.
- LIMA, E. P. C. Comportamento hidrodinâmico do sistema wetland no pós-tratamento de esgotos domésticos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 22., Joinville, SC, 2003. *Anais....* Rio de Janeiro: ABES, 2003.
- LO MONACO, P. A.; MATOS, A. T.; SILVA, N. C. L.; LIMA, C. R. C.; MOREIRA, R. M. G. Estimativa da concentração de depósitos a partir da condutividade elétrica em águas residuárias da lavagem e despolpa dos frutos do cafeeiro. In: CONGRESSO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM, 14., Porto Alegre, 2004. *Anais*, v.1.

LOGAN, A. J.; STEVIK, T. K.; SIEGRIST, R. L.; RONN, R. M. Transport and fate of *Cryptosporidium parvum* oocysts in intermittent sand filters. *Water Research*. Volume 35, número 18, PP. 4359-4369. 2001.

MACIOLEK D.J., AUSTIN D.C. *Low energy biological nitrogen removal by cation exchange, thin film oxygen transfer, and heterotrophic nitrification in sequencing-batch, packed-bed reactors*. WEFTEC 79th Annual Technical Exhibition and Conference, 21-25 October 2006; Water Environment Federation: Dallas, Texas, 2006.

MAZZOLA, M. Uso de leitos cultivados de fluxo vertical por batelada no pós-tratamento de efluentes de reator anaeróbio compartimentado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola). Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP. 2003. 98p.

METCALF & EDDY. *Wastewater engineering treatment, disposal, and reuse*. Inc. Thrid Edition, 1991, 1334 p.

METCALF & EDDY. *Wastewater engineering: treatment and reuse*. 4th ed. Mc Graw Hill, 2003, 1848 p.

MICKENHAGEN, R. A Tifton-85 explorada no pastoreio. *Noticiário Tortuga*, n.428, ano 48, 2002. Disponível em: <<http://www.pastagens.com.br>>. Acesso em 25 mar.2008.

MMA. Sítios Ramsar no Brasil – In: CONVENÇÃO SOBRE ZONAS ÚMIDAS NO BRASIL – SÍTIOS RAMSAR NO BRASIL, 1., Brasília, 1993. Disponível em: <www.mma.gov.br>. Acesso em: Out.2008.

MOLLE, P. Subsurface flow constructed wetlands: Phosphorus retention and hydraulic limit of vertical subsurface flow CWs. Thesis (PhD) University of Montpellier, France. 2003.267 p. (In French).

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 & Technology*, v.51, n.9, p.11-21, 2005.

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

MOSÉ, R., SIEGEL, P., ACKERER, P., CHAVENT, G., Application of the mixed hybrid finite element approximation in a groundwater flow model: luxury or necessity? *Water Resour. Res.* 30, 3001-3012, 1994.

MULLER. A. C. *Introdução à Ciência Ambiental*; Curitiba: Pontifícia Universidade Católica do Paraná. 2002, 98p. Disponível em: <<http://www.ambientebrasil.com.br>>. Acesso em 20 Dez. 2008.

NAYAGUM, D., SCHÄFER, G., MOSÉ, R., Modeling two phase incompressible flow in porous media using mixed hybrid and discontinuous finite elements. *Comput. Geosci.* 8, 49-73, 2004.

NBR 6502 – Rochas e solos – Análise granulométrica conjunta. São Paulo, ABNT.

- NEDER, K. D., CARNEIRO, G. A., QUEIROZ, T. R., DE SOUZA, M. A., Selection of natural treatment processes for algae removal from stabilisation ponds effluents in Brasilia, using multicriterion method. *Water Science and Technology* 46 (4-5), 347-354, 2002.
- NICHOLS D.S., BOELTER D.H. Treatment of secondary sewage effluent with a peat-sand filter bed. *Journal of Environmental Quality* 11 (1): 86-92, 1982.
- OLIVEIRA, E. L.; PEREIRA, R. M.; CONCEIÇÃO, A. A.; GALHARDO, E. C. Aeração natural de alagados construídos de fluxo descendente. In: 8th IWA SPECIALIST GROUP CONFERENCE ON WASTE STABILIZATION PONDS, 8., Belo Horizonte, 2009. *Anais....Belo Horizonte: IWA, 2009.*
- PARDUE J.H., KASSENGA G., SHIN W.S. *Design approaches for chlorinated VOC treatment wetland.* Means J.L., Hinchee R.E. (eds.) *Wetland & Remediation: An International Conference*; Battelle Press: Columbus, Ohio, pp. 301-308, 2000.
- PLATZER C., MAUCH K. Soil clogging in vertical flow reed beds: Mechanisms, parameters, consequences and ... solutions? *Water Science and Technology* 35 (5): 175-182, 1997.
- SALATI, E.; FUNDAÇÃO BRASILEIRA PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL. Controle de qualidade de água através de sistemas de wetlands construídas. In: 45 ANOS DO CNPq, São Paulo, 1997.
- SCHMITT, A. Modélisation de l'épuration par infiltration. These de Doctorat. Université de Montpellier II. 297 pg. 1989.
- SCHWAGER A., BOLLER M. Transport phenomena in intermittent filters. *Water Science and Technology* 35 (6): 13-20, 1997.
- STEVIK, T.K., AUSLAND, G., HANSSSEN, J. F., JENSSEN, P. D., The influence of physical and chemical factors on the transport of E. Coli through biological filters for wastewater purification. *Water Research* 33 (18), 3701-3706, 1999.
- SUN G., GRAY K.R., BIDDLESTONE A.J., COOPER D.J. Treatment of agricultural wastewater in a combined tidal flow: Downflow reed bed system. *Water Science and Technology* 40 (3): 139-146, 1999.
- SYLVANE, G.; MCGOWAN, F; SCHOLZ, M. Gully pot effluent treatment with constructed wetlands. The School of Engineering/The University of Edinburgh, Edinburgh. 2003. Disponível em: <<http://www.see.ed.ac.uk>>. Acesso em 23 jun.2007.
- TANNER C.C., KADLEC R.H., GIBBS M.M., SUKIAS J.P., NGUYEN M.L. Nitrogen processing gradients in subsurface-flow treatment wetlands: Influent wastewater characteristics. *Ecological Engineering*. 18 (4): 499-520, 2002a.
- TCHOBANOGLOUS, G; BURTON, F. L.; STENSEL, H. D. Wastewater engineering, treatment and reuse. 4th ed./revised. Nova Iorque: Metcalf & Eddy Inc., McGraw-Hill, 2003. 1819 p.

- TONETTI, A. L. Tratamento de esgotos pelo sistema combinado filtro anaeróbio e filtros de areia. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP. 2008. 186p.
- TORRENS, A.; MOLLE, P.; BOUTIN, C.; SALGOT, M. Impact of design and operation variables on the performance of vertical-flow constructed wetlands and intermittent sand filters treating pond effluent. *Water Research*, n.43, p. 1851-1858, 2009.
- UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. Programa EDUCAR - Coordenação: USP - São Carlos, apoio: Vitae, FAPESP, CNPq e Ford Foundation. Disponível em: <<http://www.educar.sc.usp.br>>. Acesso em: Mar.2009.
- US ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION. Environmental Effects of Dredging - Documentation of the DYECON Module for ADDAMS: Determining the Hydraulic Retention and Efficiency of Confined Disposal Facilities, 1992. 10p. Technical Notes.
- U.S.E.P.A. Design manual on constructed wetlands and aquatic plant systems for municipal wastewater treatment, EPA/625/1-88/022, CERI, Cincinnati, OH, 1988.
- U.S.E.P.A. Constructed wetlands treatment of municipal wastewaters. United States Environmental Protection Agency, 2000. 154 p.
- U.S.E.P.A. Onsite wastewater treatment manual. Technology transfer. Washington. 2002.
- VALENTIM, M. A. A. Uso de leitos cultivados no tratamento de efluente de tanque séptico modificado. FEAGRI – Faculdade de Engenharia Agrícola – UNICAMP, Campinas/SP, 1999. 119 p. (Dissertação de Mestrado)
- VEHOEVEN, J. T. A.; MEULEMAN, A. F. M. Wetlands for wastewater treatment: opportunities and limitations. *Ecological Engineering*, n.12, p 5-12, 1999.
- VIANNA. M. R. Mecânica dos Fluidos para Engenheiros, 3.ed. Belo Horizonte: Imprimatur Artes Ltda, 1997.582p.
- VON SPERLING. M. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. 3. Ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental/Universidade Federal de Minas Gerais. 2005. 452p. (Princípios do tratamento biológico de águas Residuárias, v.1)
- VON SPERLING. M. Princípios básicos do tratamento de esgotos. 1. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental/Universidade Federal de Minas Gerais. 1996. 211p. (Princípios do tratamento biológico de águas Residuárias, v.2)
- WALLACE S.D., HIGGINS J.P., CROLLA A.M., BACHAND A., VERKUIJL S. *High-rate ammonia removal in aerated engineered wetlands*. Dias V., Vymazal J. (eds) Proceedings of the 10th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control, 23-29 September 2006; Ministério de Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (MAOTDR) and IWA: Lisbon, Portugal, 2006a, pp. 255-264.
- WARRICK, A. W.; NIELSEN, D. R. Spatial variability of soil physical properties in the Field. In: HILLEL, D. (Ed.). Application of soil physics. New York: Academic Press, 1980. P.319-344.

WINTER K. J., GOETZ D. The impact of sewage composition on the soil clogging phenomena of vertical flow constructed wetlands. *Water Science and Technology* 48 (5): 9-14, 2003.

YOUNGER P.L., BANWART S.A., Hedin R. *Mine Water: Hydrology, Pollution, Remediation*. Kluwer Academic Publishers: London, United Kingdom, 2002.