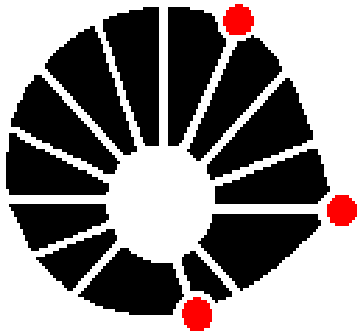

UNICAMP

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

Departamento de Saneamento e Ambiente - DSA

PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE ANAERÓBIO POR FILTROS DE AREIA

Adriano Luiz Tonetti

Campinas

2004

UNICAMP

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

Departamento de Saneamento e Ambiente - DSA

PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE ANAERÓBIO POR FILTROS DE AREIA

Adriano Luiz Tonetti

Orientador: Bruno Coraucci Filho

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Saneamento e Ambiente.

Campinas, São Paulo

Fevereiro de 2004

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

T612p

Tonetti, Adriano Luiz
Pós-tratamento de efluente anaeróbio por filtros de areia / Adriano Luiz Tonetti. --Campinas, SP: [s.n.], 2004.

Orientador: Bruno Coraucci Filho.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Águas residuais. 2. Águas residuais – Purificação - Filtração. 3. Águas residuais – Purificação – Tratamento biológico. 4. Bactérias anaeróbias. 5. Esgotos - Saneamento. 6. Engenharia sanitária. I. Coraucci Filho, Bruno. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Pos-treatment of anaerobic reactor effluent by sand filters
Palavras-chave: Waste water; Sewage – Purification – Filtration; Sewage – Biological treatment; Anaerobic bacteria; Sanitation – Sewage e Sanitary engineering
Área de concentração: Saneamento e ambiente
Titulação: Mestre em Engenharia Civil
Banca examinadora: Mário Takayuki Kato; Carlos Gomes da Nave Mendes e Edna Ivani Bertoncini
Data da defesa: 13/02/2004

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

Departamento de Saneamento e Ambiente - DSA

PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE ANAERÓBIO POR FILTROS DE AREIA

Adriano Luiz Tonetti

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Bruno Coraucci Filho

Presidente e Orientador – Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP

Prof. Dr. Mário Takayuki Kato

Universidade Federal de Pernambuco – UFP

Prof. Dr. Carlos Gomes da Nave Mendes

Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP

Dr. Edna Ivani Bertoncini

Fundo Setorial de Recursos Hídricos - CT Hidro

Campinas, 13 de Fevereiro de 2004.

Dedico este trabalho a minha família e a todos os amigos que de alguma forma contribuíram para a sua realização.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a minha família.

Ao Orientador Bruno Coraucci Filho, pela oportunidade em executar esta pesquisa, além da grande contribuição para a minha formação pessoal e profissional.

Sou grato a Ronaldo Stefanutti pelo enorme apoio no decorrer das atividades e a Edna Bertoncini, que acrescentou informações para a melhoria do trabalho. Não me esqueço das bolsistas que contribuíram significativamente nas análises laboratoriais. Andréia, Bianca, Camila, Cristiane, Janaina, Martina, Oder, Renata, Silvana, Tássia e Vanessa. Assim como dos pós-graduandos Alexandre, Álvaro, Doralice, Edmar, Enelton, Jaqueline, Lígia, Marta, Osvaldo, Priscila, Ricardo, Saulo, Tânia e Verônica.

Aos professores Edson, Roberto Feijó, Bresaola, José Roberto Guimarães e Carlos Gomes pelas contribuições nos momentos oportunos.

À FAPESP, CNPq, FINEP e Nossa Caixa, pelo auxilio financeiro.

“Tudo se finge, primeiro; germina autêntico é depois”.

João Guimarães Rosa.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS IV
LISTA DE TABELAS VII
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS IX
RESUMO XI
ABSTRACT XII
1 - INTRODUÇÃO 1
2 - OBJETIVOS 4
2.1 - Objetivo Geral 4
2.2 - Objetivos Específicos 4
3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 5
3.1 - Principais Reatores Anaeróbios 6
3.1.1 - Tanque Séptico 7
3.1.1.1 - Tipos de Tanque Séptico 8
3.1.2 - Filtro Anaeróbio 11
3.1.2.1 - Filtro Anaeróbio Utilizando Bambu como Meio Suporte 12
3.2 - Pós-Tratamento 13
3.3 - Filtros de Areia 14

3.3.1 - Aplicação 14
3.3.2 - Funcionamento 15
3.3.2.1 - Condições Ambientais 16
3.3.2.1.1 - Temperatura 17
3.3.2.1.2 - Aeração 17
3.3.2.2 – Aspectos Construtivos 18
3.3.2.2.3 - Profundidade do Leito 20
3.3.2.3 – Características Químicas 22
3.3.3 - Aspectos Operacionais 22
3.3.3.1 - Taxa de Aplicação e Distribuição do Afluente 22
3.3.3.2 - Período de Repouso 23
3.3.3.3 - Processo de Entupimento 24
3.3.4 – Tipos de Filtros de Areia 25
4 - MATERIAIS E MÉTODOS 26
4.1 – Aspectos Construtivos 26
4.1.1 - Origem do Afluente 27
4.1.2 - Caixa de Armazenamento e Distribuição do Afluente 30
4.1.3 - Tubulações e Placa de Distribuição 31
4.1.4 - Tubulação de Aeração 32
4.1.5 - Filtros de Areia 33
4.2 - Cargas de Aplicação 37
4.3 - Coleta de Amostras e Análises Laboratoriais 38
4.3.1 - Hidrogramas 41
4.3.2 - Análise Estatística 42
4.4 - Análise dos Resultados 42
5 – RESULTADOS E DISCUSSÃO 43
5.1 - Superfícies dos Filtros de Areia 44
5.2 – Hidrogramas 45
5.2.1 - Antes da Aplicação de Afluente Anaeróbio 45
5.2.2 - Após Aplicação de Afluente Anaeróbio 49

5.3 - pH 51
5.4 - Condutividade 56
5.5 - Oxigênio Dissolvido - OD 58
5.6 - Turbidez 60
5.7 - Demanda Bioquímica de Oxigênio - DBO 64
5.7.1 - Demanda Bioquímica de Oxigênio Filtrada – DBO_F 70
5.8 - Demanda Química de Oxigênio - DQO 71
5.8.1 - Demanda Química de Oxigênio Filtrada – DQO_F 76
5.9 - Carbono Orgânico Total - COT 77
5.9.1 - Carbono Orgânico Total Filtrado – COT_F 81
5.10 - Sólidos Suspensos 82
5.11 - Compostos Nitrogenados 85
5.12 – Fósforo Total 95
5.13 - Coliformes Totais e Escherichia Coli 100
6 - CONCLUSÕES 107
7 - RECOMENDAÇÕES 110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 112
ANEXO 1 119
ANEXO 2 120

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Tanque séptico com câmara única 9
Figura 3.2: Tanque séptico com câmara em série 9
Figura 3.3: Tanque séptico com câmara sobreposta 10
Figura 3.4: Filtro anaeróbio de fluxo ascendente 11
Figura 4.1: Filtros de areia e sistema de aplicação do afluente anaeróbio 27
Figura 4.2: Esquema de um filtro anaeróbio com leito de bambu. 29
Figura 4.3: Aspecto externo e interno dos filtros anaeróbios 30
Figura 4.4: Caixa de armazenamento e de distribuição de afluente 31
Figura 4.5: Leito de areia com a placa de distribuição no centro 32
Figura 4.6: Aspecto interno e externo da tubulação de aeração 33
Figura 4.7: Curva de distribuição granulométrica da areia utilizada nos filtros 35
Figura 4.8: Esquema dos filtros de areia 36
Figura 4.9: Fluxograma simplificado do processo de tratamento e apresentação dos pontos de coleta. 39
Figura 5.1: Hidrogramas dos filtros F025 e F050 nas diferentes cargas aplicadas de água 46
Figura 5.2: Hidrogramas dos filtros F075 e F100 nas diferentes cargas aplicadas de água 48

Figura 5.3: Hidrogramas dos filtros F025 e F050 nas diferentes cargas, realizados antes e após a aplicação de afluente anaeróbio 50

Figura 5.4: Hidrograma dos filtros F075 e F100 nas diferentes cargas, antes e após a aplicação de afluente anaeróbio 50

Figura 5.5: Hidrograma do filtro F075 na carga de 20 Lm^{-2}, realizado antes e após a aplicação de afluente anaeróbio 51

Figura 5.6: Semana da coleta em função do pH do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia 53

Figura 5.7: Semana da coleta em função do pH do afluente e dos efluentes dos filtros de areia 54

Figura 5.8: Semana da coleta em função da condutividade do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia 57

Figura 5.9: Semana da coleta em função da condutividade do afluente e efluente dos filtros de areia 58

Figura 5.10: Semana da coleta em função da turbidez do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia 61

Figura 5.11: Semana da coleta em função da DBO do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia 65

Figura 5.12: Semana da coleta em função da DBO dos efluentes dos filtros de areia 66

Figura 5.13: Semana da coleta em função da DQO do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia 72

Figura 5.14: Semana da coleta em função da DQO dos efluentes dos filtros de areia 73

Figura 5.15: Semana da coleta em função da concentração de COT no esgoto bruto e no afluente dos filtros de areia 78

Figura 5.16: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no esgoto bruto 86

Figura 5.17: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no afluente dos filtros de areia 87

Figura 5.18: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no efluente do filtro F025 88

Figura 5.19: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no efluente do filtro F050 90

Figura 5.20: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no efluente do filtro F075 92

Figura 5.21: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no efluente do filtro F100 94

Figura 5.22: Semana da coleta em função da concentração de fósforo no esgoto bruto e no afluente dos filtros de areia 96

Figura 5.23: Semana da coleta em função do logaritmo da concentração de coliformes totais do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia 101

Figura 5.24: Semana da coleta em função do logaritmo da concentração de *Escherichia coli* no esgoto bruto e no afluente dos filtros de areia 102

Figura 5.25: Semana da coleta em função do logaritmo da concentração de coliformes totais dos efluentes dos filtros de areia 103

Figura 5.26: Semana da coleta em função do logaritmo da concentração de *Escherichia coli* dos efluentes dos filtros de areia 105

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Denominação dos filtros e profundidades do leito de areia 34

Tabela 4.2: Relação entre as cargas nas diferentes etapas e seu corresponde em número de pessoas..... 38

Tabela 5.1: Percentual de saída de água em relação ao volume da carga aplicada nos filtros F025 e F050 46

Tabela 5.2: Percentual de saída de água em relação ao volume da carga aplicada nos filtros F075 e F100 48

Tabela 5.3: Concentração de oxigênio dissolvido (mgL^{-1}) no esgoto bruto e no afluente e efluente dos filtros de areia 59

Tabela 5.4: Média da turbidez (uT) nos efluentes dos filtros de areia para as cargas aplicadas [(1) (2)] 62

Tabela 5.5: Concentração de DBO (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros de areia [(1) (2)] 67

Tabela 5.6: Remoção percentual de DBO nos efluentes dos filtros de areia em relação ao afluente aplicado 69

Tabela 5.7: Concentração de DBO_F (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros de areia e remoção percentual em relação ao afluente aplicado..... 71

Tabela 5.8: Concentração de DQO (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros de areia [(1) (2)] 74

Tabela 5.9: Concentração de DQO_F (mgL^{-1}) remoção percentual em relação ao afluente 77

Tabela 5.10: Concentração de COT (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros de areia [1] [2] 80

Tabela 5.11: Concentração média de COT_F e remoção percentual em relação ao afluente aplicado 82

Tabela 5.12: Concentração de sólidos suspensos totais (mgL^{-1}) no efluente dos filtros de areia e remoção percentual em relação ao afluente 84

Tabela 5.13: Relação percentual entre os sólidos suspensos fixos e voláteis no efluente dos filtros de areia 85

Tabela 5.14: Média da concentração dos compostos nitrogenados (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros F025 e F050 nas diferentes cargas de aplicação 89

Tabela 5.15: Média da concentração dos compostos nitrogenados (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros F075 e F100 nas diferentes cargas de aplicação 93

Tabela 5.16: Concentração média de fósforo (mgL^{-1}) no efluente dos filtros de areia [1] [2] 98

Tabela 5.17: Remoção percentual de fósforo nos efluentes dos filtros de areia em relação ao afluente aplicado 100

Tabela 5.18: Concentração médias de coliformes totais (NMP100 mL^{-1}) para cada carga de aplicação [1] [2] 104

Tabela 5.19: Relação entre as cargas que nas diferentes etapas correspondem a taxas diária semelhantes 106

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABES	Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AF	Afluente dos Filtros
AIDIS	Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental
ANDIS	Associazione Nazionale di Ingegneria Sanitaria – Ambientale
APHA	American Public Health Association
AWWA	American Water Works Association
CESET	Centro Superior de Educação Tecnológica.
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
COT	Carbono Orgânico Total
D_n	Diâmetro Efetivo
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO	Demanda Química de Oxigênio
EB	Esgoto Bruto
F025	Filtro com 0,25 m de profundidade de leito de areia
F050	Filtro com 0,50 m de profundidade de leito de areia
F075	Filtro com 0,75 m de profundidade de leito de areia

F100	Filtro com 1,0 m de profundidade de leito de areia
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
MA	Maranhão
MG	Minas Gerais
NBR	Norma Técnica Brasileira
OMS	Organização Mundial de Saúde
PROSAB	Programa de Pesquisas em Saneamento Básico
S/A	Sociedade Anônima
SSF	Sólidos Suspensos Fixos
SST	Sólidos Suspensos Totais
SSV	Sólidos Suspensos Voláteis
C_D	Coeficiente de Desuniformidade
UASB	Up Flow Anaerobic Sludge Blanket
UNESCO	Organização das Nações Unidas para a Educação, Ciência e Cultura
UNICAMP	Universidade Estadual de Campinas
USEPA	United States Environmental Protection Agency
WEF	Water Environment Federation

RESUMO

O objetivo deste projeto foi estudar os filtros de areia como um método de baixo custo para o pós-tratamento de filtros anaeróbios alimentados com esgoto sanitário.

Nesta pesquisa buscou-se contribuir com o desenvolvimento deste sistema avaliando-se a eficiência de tratamento de quatro filtros de areia com diferentes profundidades de leitos (0,25; 0,50, 0,75 e 1,00 m). A alimentação era proveniente de reatores anaeróbios e foram empregadas cinco cargas diferentes de aplicação (20, 40, 60, 80 e 100 Lm^{-2}). Cada uma delas dispostas diariamente pelo período de um mês.

O esgoto bruto, afluente e efluente dos filtros de areia foram analisados semanalmente, permitindo constatar que no emprego de baixas cargas de efluente anaeróbio o sistema propiciava uma remoção superior a 96% da DBO, adequação na emissão de coliformes totais e completa nitrificação. Aumentando-se as cargas, ocorria uma pequena redução da eficiência, no entanto os resultados ainda eram satisfatórios.

Palavras-chave: esgoto, filtro de areia, tratamento, efluente anaeróbio, baixo custo.

ABSTRACT

The aim of this project was to study sand filters as a low cost method in the post treatment of upflow anaerobic filter effluent, fed by municipal wastewater.

This research intends to contribute with the development of this system estimating the efficiency of the treatment of four sand filters with different depths of the sand layer (0,25; 0,50, 0,75 e 1,00 m). The feed (I think it's influent) was from the four upflow anaerobic filters. Five hydraulic loads (20, 40, 60, 80 e 100 Lm-2) were used to apply the effluent on the sand filters. Each one was applied for one month and later the frequency was increased for two and tree times per day.

The municipal wastewater, influent and the effluent of the sand filter were weekly analyzed allowing to conclude that the treatment system had good removal of BOD, COD, TOC, nutrients and microorganisms like total and fecal coli forms. The effluent was good to be disposed or to reused.

Keywords: sand filter, treatment, sewerage, low cost, anaerobic effluent.

1 - INTRODUÇÃO

De acordo com estudo coordenado pela UNESCO (2003), no futuro o planeta poderá atravessar uma grave crise nos recursos hídricos. Estima-se que sete bilhões de pessoas enfrentarão a falta d'água a partir de 2050, correspondendo a aproximadamente 75% da população do planeta.

Neste estudo o Brasil é classificado como um dos países que possuem a maior disponibilidade de água, porém com uma enorme disparidade na sua distribuição entre suas diferentes regiões. No norte existe uma abundância hídrica, enquanto que no sul e sudeste, industrializados e populosos, ocorre a escassez causada pelo elevado consumo e a grande poluição dos rios, resultante da precária situação do saneamento básico.

O IBGE (2000) constatou que 84% dos distritos brasileiros lançam seus esgotos "in natura" diretamente nos rios e 58% não possuem qualquer tipo de rede coletora. Acre, Amazonas e importantes capitais como São Luiz (MA) e Belo Horizonte (MG) não tratam nenhum metro cúbico do efluente gerado pela sua população.

Este quadro alarmante acarreta sérios problemas à saúde pública e ao meio ambiente e sua melhoria exige o desenvolvimento de sistemas de tratamento simples,

eficientes e adaptáveis as condições econômicas e estruturais do nosso país. Segundo Chernicharo e Von Sperling (1996) esta simplicidade refere-se a aplicação de métodos naturais menos mecanizados e com baixo custo de construção e operação, além de viáveis e com sustentabilidade.

Desde 1996 muitas pesquisas têm sido desenvolvidas neste sentido pela rede temática PROSAB, que integra diversas instituições do Brasil, evitando o desperdício de recursos pela execução de projetos repetitivos e pulverizados (PROSAB, 2003).

Um dos sistemas estudados por esta rede em conjunto com a UNICAMP foi o tratamento de esgotos sanitários por filtros anaeróbios com recheio de bambu (CAMARGO, 2000). Este método possui baixo custo, consome pouca energia e produz uma quantidade mínima de lodo, além de não depender da utilização de complexos equipamentos mecânicos. Contudo a remoção de organismos patogênicos, nutrientes e matéria orgânica não atende aos padrões de lançamento da legislação brasileira, tornando necessário o processamento de seu efluente.

A associação deste reator anaeróbio com filtros de areia poderá ser uma alternativa que preservaria o baixo custo total, mantendo mínima a necessidade de operação e manutenção. Outro item importante seria a possibilidade de dispor o efluente gerado diretamente nos cursos d'água ou utilizá-lo na irrigação ou no consumo não humano, seguindo a orientação da Organização Mundial de Saúde (OMS, 1989). Assim, ter-se-ia a diminuição do uso das fontes geradoras de água potável, resguardando-as para empregos mais nobres.

No Brasil, este conjunto seria aplicável nas pequenas cidades e em bairros isolados das metrópoles, onde a instalação de uma rede pública coletora de esgotos apresentaria custo muito elevado. Outra possibilidade seria nos condomínios privados, nos pontos comerciais que margeiam as rodovias e no litoral onde, conforme Azevedo Netto (1969), há o problema da pequena declividade do terreno, que impede a implantação das técnicas convencionais.

Nos Estados Unidos a USEPA recomenda que este sistema seja inicialmente considerado na construção de novas plantas de tratamento de esgoto (PELL e NYBERG, 1989a). No entanto, apesar da experiência norte-americana nesta área, devem ser realizados estudos no Brasil, buscando comprovar a eficiência e a operacionalidade dos filtros de areia em nosso território.

2 - OBJETIVOS

2.1 - Objetivo Geral

Este projeto busca dar fundamentação ao emprego dos filtros de areia como um sistema de pós-tratamento para reatores anaeróbios alimentados com esgoto sanitário, levando em consideração as condições climáticas e econômicas do Brasil.

2.2 – Objetivos Específicos

Tendo em vista o tratamento do afluente anaeróbio quanto a remoção de matéria orgânica, nutrientes, sólidos e organismos patogênicos, buscou-se determinar:

- A profundidade ideal para o leito de areia dos filtros;

- A carga de aplicação de afluente que um filtro de areia pode suportar.

3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os sistemas anaeróbios de tratamento de esgotos eram considerados antieconômicos e problemáticos, mas com o desenvolvimento das pesquisas nesta área, tem ocorrido um aumento do seu aproveitamento. No entanto, devido a menor atividade das bactérias envolvidas em temperaturas inferiores a 20^{o}C, torna-se mais indicada sua aplicação em países de clima tropical ou subtropical (CHERNICHARO, 1997).

Este tipo de tratamento depende dos microrganismos que agem na ausência de oxigênio, transformando compostos orgânicos complexos em produtos mais simples como metano, gás carbônico e água (METCALF e EDDY, 1991). O metano, gerado em maior quantidade, possui uma baixa solubilidade na fase líquida, possibilitando a remoção de uma fração considerável da matéria orgânica sem o dispêndio de energia ou adição de substâncias químicas.

A grande produção deste composto garante uma das principais vantagens atribuídas aos reatores anaeróbios comparativamente ao aeróbio, que é a pequena formação de biomassa e a conseqüente diminuição no gasto com o processamento, transporte e disposição final do lodo (SPEECE, 1996).

Nos sistemas aeróbios entre 40 e 50% da matéria orgânica é convertida em CO_2 e cerca de 50 a 60% incorpora-se como biomassa, constituindo o lodo. O restante deixa o reator não sofrendo degradação. No anaeróbio a maioria do material biodegradável é convertida em biogás (70 a 90%) e apenas uma pequena parcela transforma-se em biomassa (5 a 15%). Este lodo é mais concentrado e com melhores características de desidratação, quando comparado ao do tratamento aeróbio. Por outro lado, entre 10 e 30% da matéria orgânica não é degradada, impedindo que seu efluente atenda a legislação brasileira quanto a este parâmetro, tornando necessário um pós-tratamento (CHERNICHARO, 1997).

Pode-se citar outras desvantagens dos processos anaeróbios, dentre elas: as bactérias são inibidas por um maior número de compostos, a partida do reator pode ser lenta na ausência de lodo adaptado, existe a possibilidade de geração de odores e de um efluente com aspecto desagradável e há suscetibilidade a mudanças nas condições ambientais (CHERNICHARO, 1997; CAMPOS, 1999 e SPEECE, 1996).

Além da pequena geração de lodo, tem-se como as principais vantagens dos reatores anaeróbios o limitado consumo de energia, a pequena área requerida, o baixo custo de implantação, a possibilidade de utilização do gás metano, o bom funcionamento mesmo após longos períodos de interrupção, sua estabilidade, a aplicabilidade em pequena e grande escala e uma operação simples (SPEECE, 1996).

3.1 - Principais Reatores Anaeróbios

Nas grandes estações de tratamento ou no emprego em escala residencial, os reatores anaeróbios atualmente mais utilizados são: lagoa anaeróbia, manta de lodo (UASB), de leito expandido ou fluidizado, de leito rotatório, tanque séptico e filtros anaeróbios. Nos subitens seguintes, serão descritos com maiores detalhes o tanque séptico e o filtro anaeróbio.

3.1.1 - Tanque Séptico

O tanque séptico foi o primeiro sistema adotado para o processamento de esgotos e, até hoje, é amplamente utilizado em todo o mundo. Seu enorme uso deve-se a simplicidade na construção e operação, não exigindo técnicas especiais nem equipamentos complexos. No Brasil a norma que o especifica é a NBR 7229 (1993), que recomenda sua aplicação:

• Em áreas desprovidas de rede coletora de esgotos;

• Como uma alternativa de tratamento em locais que possuam rede coletora;

• Na retenção de sólidos sedimentáveis, quando a rede coletora tem diâmetro e ou declividade reduzida.

Pode-se considerar o tanque séptico como um método convencional de tratamento de esgotos, caracterizado por operar com baixas cargas orgânicas volumétricas e não dispor de mecanismos de retenção de altas quantidades de biomassa com elevada atividade. Conforme apresentado na Figura 3.1, após a entrada de afluente, seu funcionamento apresenta as seguintes etapas (CHERNICHARO, 1997):

• Os sólidos sedimentáveis vão ao fundo do tanque, formando uma camada de lodo. Óleos, graxas e outros produtos menos densos flutuam até a superfície, constituindo a escuma;

• O esgoto livre de material sedimentável e flutuante, flui até a extremidade oposta do tanque;

• A parte orgânica retida no fundo do tanque sofre uma decomposição facultativa e anaeróbia, convertendo-se em compostos mais estáveis.

A sedimentação é ampliada se a permanência do esgoto no tanque séptico for aumentada e se existir uma baixa turbulência. Em geral a atividade biológica é maior no lodo sedimentado, mas não desprezível na fase líquida, sobretudo em climas quentes (CAMPOS, 1999).

3.1.1.1 – Tipos de Tanque Séptico

Os tanques sépticos podem possuir câmara única, em série ou sobrepostas e ter forma cilíndrica ou prismática retangular. No tanque de câmara única (Figura 3.1), tem-se apenas um compartimento onde na região superior ocorrem os processos de sedimentação, flotação e digestão da escuma. Na zona inferior existe o acúmulo e a decomposição do lodo (NBR 7229, 1993).

Pell e Nyberg (1989c), operando um tanque séptico de câmara única, observaram que a transformação do nitrogênio orgânico em amoniacal foi bastante rápida, enquanto que a nitrificação era praticamente inexistente. Somente a parcela mais facilmente metabolizada da matéria orgânica foi decomposta, gerando um efluente com concentração entre 400 e 500 mg de DQO/L.

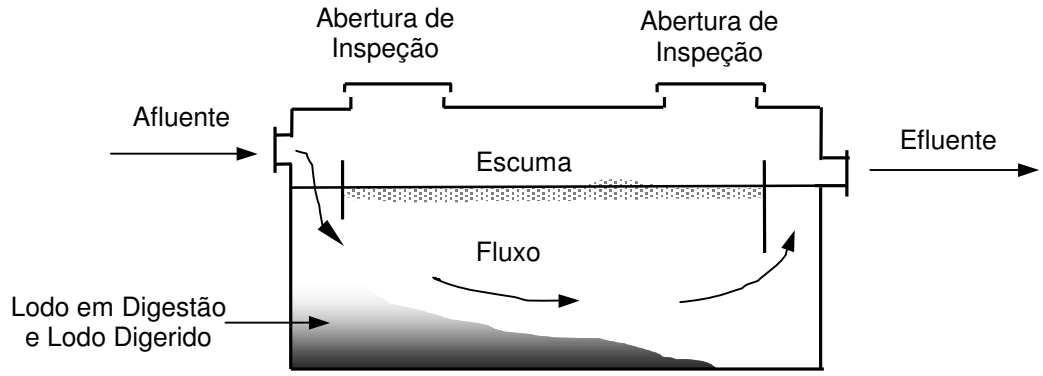

Figura 3.1: Tanque séptico com câmara única

O tanque séptico com câmara em série possui dois ou mais compartimentos contínuos, dispostos seqüencialmente no sentido do fluxo do líquido e interligados por paredes janeladas (Figura 3.2). Na primeira câmara acumula-se a maioria do lodo, constituída pelos sólidos mais facilmente sedimentáveis e, apesar das bolhas ascendentes formadas na decomposição da biomassa, a remoção de matéria orgânica dissolvida é significativa. Devido a menor produção de biogás na segunda câmara, a sedimentação dos sólidos suspensos é mais tranqüila e eficiente, permitindo que este tipo de tanque séptico propicie melhores resultados que os de câmara única, tendo as mesmas facilidades de construção e operação (CAMPOS, 1999).

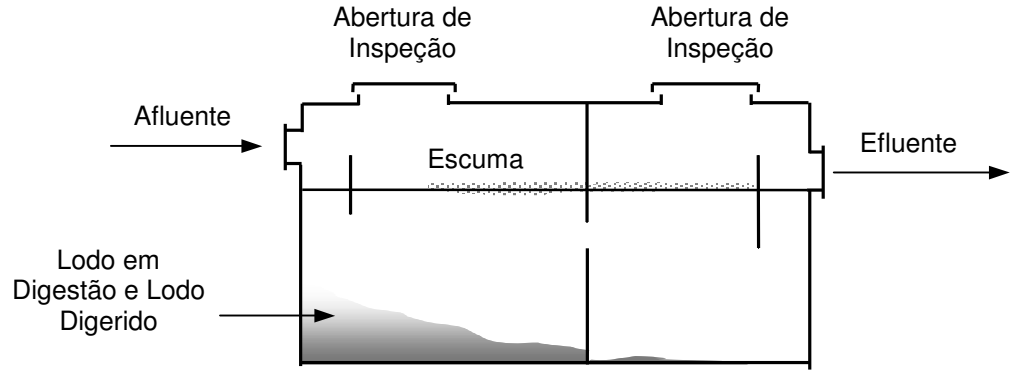

Figura 3.2: Tanque séptico com câmara em série

Oliveira (1983 apud CAMPOS, 1999) estudando um tanque séptico com duas câmaras em série alimentado durante 16 meses por esgoto doméstico, verificou que o primeiro compartimento removia 70% da DBO e o seguinte elevou a eficiência a 75%. Quanto aos sólidos suspensos, o primeiro retirou 77%, chegando a 90% no segundo.

No Estado do Rio Grande do Norte (Brasil) Andrade Neto *et al*. (2000) pesquisou um tanque séptico com duas câmaras em série que tratava esgoto doméstico. Encontrou-se no primeiro compartimento uma remoção de 52% na DQO e no segundo, a eficiência atingiu 55%. O efluente de cada uma delas tinha uma concentração de 177 e 164 mg de DQO/L, respectivamente.

Os tanques sépticos de câmaras sobrepostas possuem dois compartimentos arranjados verticalmente em que placas inclinadas separam as fases sólida, líquida e gasosa. Este dispositivo permite a passagem do lodo da câmara superior até a inferior e desvia os gases produzidos nesta segunda região, possibilitando uma melhor sedimentação (Figura 3.3).

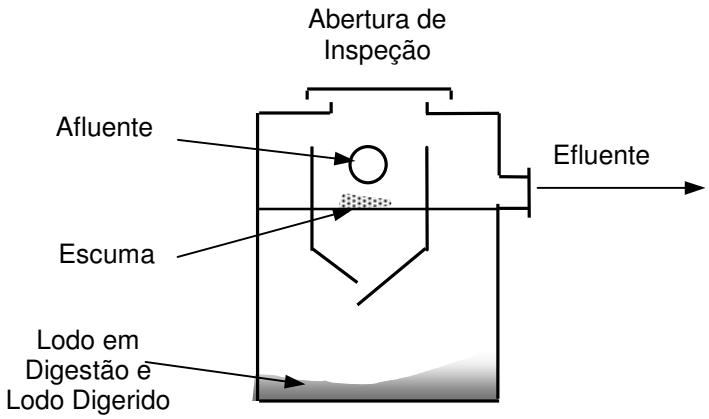

Figura 3.3: Tanque séptico com câmara sobreposta

3.1.2 - Filtro Anaeróbio

De acordo com Von Sperling (1996) o filtro anaeróbio caracteriza-se pela presença de um material suporte estacionário e inerte no qual a biomassa adere-se ou fica retida nos interstícios, formando um biofilme que degrada o substrato contido no fluxo de esgoto (Figura 3.4). Devido ao risco de entupimento, seu uso é mais apropriado quando os contaminantes estão predominantemente dissolvidos.

Este tipo de reator é operado por meio de um fluxo vertical ascendente ou descendente. No primeiro caso o líquido é introduzido pela base e flui no meio suporte, saindo na região superior. No filtro com fluxo descendente, distribui-se o esgoto na região superior e recolhe-se na base (CHERNICHARO, 1997).

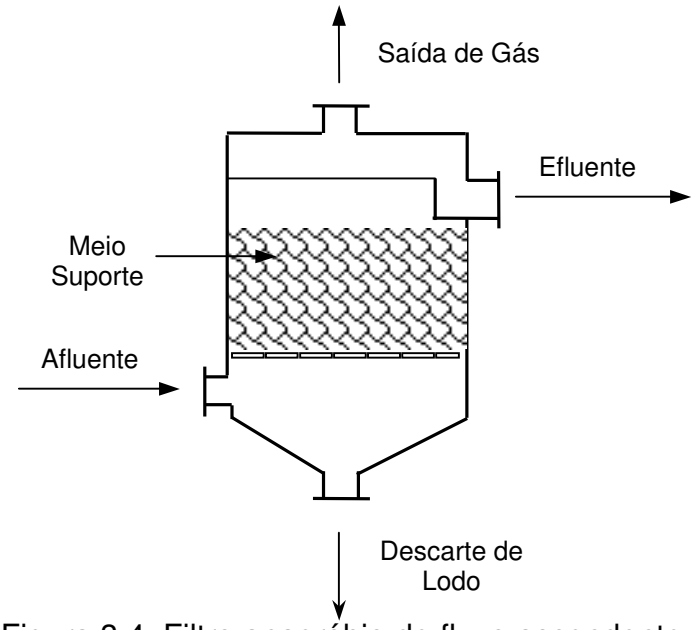

Figura 3.4: Filtro anaeróbio de fluxo ascendente

O material suporte deve ter uma estrutura resistente, ser biológica e quimicamente inerte, leveza, grande área específica, porosidade elevada, possibilitar a colonização acelerada dos microrganismos e custo reduzido. Tendo em vista a preocupação de atender estes requisitos, pode-se adotar diversos materiais, dentre eles: blocos cerâmicos, anéis plásticos, pedra britada e cilindros ou esferas perfuradas

(PINTO, 1996 e SPEECE, 1996). A escolha entre estas possibilidades deve ser dada considerando-se a eficiência, disponibilidade e custo (CAMPOS, 1999).

Um exemplo da aplicação do filtro anaeróbio no tratamento de esgotos sanitários, tendo brita como material suporte, foi apresentado por Daltro e Povinelli (1989). Estes autores encontraram uma remoção de DQO superior a 59% e de sólidos totais próxima a 78%.

Outra pesquisa foi desenvolvida por Costa Couto (1993), que empregou como recheio anéis de plástico e brita número quatro. Ambos os materiais geraram uma remoção de DBO e DQO na faixa de 60 a 80%, e quanto aos sólidos suspensos, entre 70 e 80%.

3.1.2.1 - Filtro Anaeróbio Utilizando Bambu como Meio Suporte

Pesquisadores da UNICAMP constataram que os anéis de bambu são leves e facilmente encontrados em muitas regiões brasileiras, permitindo que a construção de filtros anaeróbios tendo este material como recheio possuía baixo custo de construção (COSTA COUTO, 1993). Assim, Camargo (2000), construiu e operou quatro filtros que possuíam este tipo de recheio e obteve, após 300 dias de operação, uma remoção média de DQO e DBO superior a 75%. No que se refere aos sólidos suspensos, esteve próxima a 80%. Somente uma parcela da concentração de nitrogênio orgânico foi transformada em amônia e a remoção de fósforo foi baixa. Salienta-se que em todo este período de operação não foi feito nenhum descarte de excesso de lodo.

Estes resultados demonstraram que o aproveitamento do bambu como meio suporte mostrou-se adequada e viável, tendo uma eficiência próxima a encontrada na literatura para vários tipos de materiais comumente empregados.

3.2 - Pós-Tratamento

Em geral o sistema anaeróbio deve ser visto como uma primeira etapa do processo, uma vez que não produz efluente adequado aos padrões legais, sendo necessário um pós-tratamento que complete a remoção da matéria orgânica, nutrientes e organismos patogênicos (CHERNICHARO, 1997). Sanches *et al.* (2000) afirmam que a combinação de uma unidade anaeróbia e outra aeróbia apresenta-se como alternativa inovadora. Nesta situação, a maioria da matéria orgânica seria removida no processo anaeróbio e a porção remanescente aerobiamente, com reduzido consumo de energia e baixa produção de lodo.

Um exemplo deste modo de tratamento seria o tanque séptico ou filtro anaeróbio seguido pela aplicação do efluente no solo. Esta associação oferece a vantagem de exigir pouca manutenção e baixo custo de instalação e operação (PELL e NYBERG, 1989a). Sua viabilidade pode ser comprovada pela ampla utilização na Suécia, Finlândia, Noruega e Dinamarca, onde aproximadamente 2,7 milhões de estabelecimentos dependem deste tipo de conjunto. Somente na Suécia cerca de 15.000 são construídos a cada ano.

No Brasil seu emprego ainda é limitado, muito embora esteja disseminando-se, e para respaldar esta difusão foi criada uma norma específica para o pós-tratamento de efluente do tanque séptico, que é a NBR 13969 (1997). Nela recomenda-se a combinação deste reator com os seguintes métodos: filtro anaeróbio, filtro aeróbio, vala de filtração, filtro de areia, lodo ativado, sumidouro, vala de infiltração e desinfecção.

3.3 - Filtros de Areia

O filtro de areia é um método de tratamento bastante antigo, inicialmente adotado na remoção de turbidez para potabilização de água. A partir do século XIX, na Europa e nos Estados Unidos, passou a ser aproveitado na depuração de efluentes domésticos (FAROOQ e AL-YOUSET, 1993; MICHELS, 1996).

No decorrer da história, apesar do seu emprego no processamento de esgotos com variação de composição e de quantidade aplicada, a eficiência dos filtros de areia mostrou-se freqüentemente alta e comparável aos sistemas mais complexos (PELL e NYBERG, 1989a). Todavia, conforme Kristiansen (1981b), sua capacidade de purificação até hoje não é bem conhecida, podendo ocasionar uma inadequada operação e a conseqüente poluição das águas subterrâneas.

3.3.1 - Aplicação

De acordo com Bahgat *et al*. (1999) a tecnologia convencional de tratamento de esgotos pode ser inadequada em algumas ocasiões. Um exemplo ocorre quando o custo do projeto e posterior construção estão acima das possibilidades econômicas da comunidade beneficiada. Outra situação se dá em regiões onde não há suficiente suprimento de energia ou mão de obra capacitada para operar os equipamentos.

Nestes locais, o filtro de areia seria uma alternativa viável, devido ao seu baixo custo e simplicidade, permitindo que pessoas com pouco conhecimento técnico possam instalá-lo e operá-lo. Pell e Nyberg (1989a) defendem que este sistema poderia atender as pequenas comunidades e populações isoladas, onde o gasto para conexão com uma rede pública de esgoto seria alto.

Michels (1996) acrescenta como outros itens favoráveis aos filtros de areia o pequeno espaço requerido na sua instalação e a pouca energia consumida. Isto se deve ao não uso de aeradores, visto que o ar penetra pela tubulação de descarte, satisfazendo as necessidades da oxidação microbiana.

No Brasil, a norma que regulamenta o dimensionamento dos filtros de areia, a NBR 13969 (1997), o recomenda como forma de pós-tratamento de efluentes, quando:

• O lençol freático estiver próximo à superfície do terreno;

• O solo ou o clima local não permite o emprego do sumidouro, da vala de infiltração ou quando a instalação destes sistemas exigem uma extensa área indisponível;

• A legislação da qualidade das águas dos corpos receptores impõe uma alta remoção de poluentes do efluente gerado no tanque séptico ou no filtro anaeróbio;

• Por diversos motivos, for considerado vantajoso o aproveitamento do efluente tratado, adotando-se o filtro de areia como uma unidade de polimento.

Vries (1972), acrescenta que o filtro de areia também poderia ter o efluente disposto sobre o solo, objetivando a recarga dos aqüíferos. Outra possibilidade seria em locais com terrenos de baixa permeabilidade ou quando há um leito rochoso próximo a superfície (CHECK *et al.*, 1994).

3.3.2 - Funcionamento

O funcionamento deste sistema baseia-se na aplicação intermitente de afluente sobre a superfície de um leito de areia por meio de uma tubulação de distribuição.

Durante a infiltração do líquido ocorre a purificação por mecanismos físicos, químicos e biológicos (AUSLAND *et al*, 2002).

O tratamento físico é resultante do peneiramento propiciado pela areia e o químico se processa pela adsorção de determinados compostos. Mas, a purificação depende principalmente da oxidação bioquímica que ocorre no contato do afluente com a cultura biológica. Devido a esta característica, Jordão e Pessoa (1995) afirmam que este tipo de sistema é incorretamente chamado de filtro, pois seu funcionamento não possui como explicação primordial a filtragem. Neste mesmo sentido, Kristiansen (1981-c) sustenta que o leito de areia em conjunto com os microrganismos forma um filtro vivo.

Esta depuração biológica tira vantagem da habilidade que os microrganismos possuem em decompor e extrair energia dos poluentes. Segundo Bahgat *et al*. (1999) tal capacidade não é bem explicada devido ao seu comportamento complexo e variável. Desta forma, causa estranheza que ao longo dos anos este sistema tenha recebido escassa atenção e estudo (PELL e NYBERG, 1989b; METCALF e EDDY, 1991).

De acordo com a USEPA (1999a) o bom funcionamento de um filtro de areia depende basicamente de três fatores: condições ambientais, projeto construtivo e biodegradabilidade do afluente.

3.3.2.1 - Condições Ambientais

A temperatura e a aeração são as condições ambientais mais influentes no funcionamento de um filtro de areia. O oxigênio propicia um meio adequado à decomposição aeróbia do afluente e a temperatura afeta a taxa de crescimento e a

estabilização do meio microbiano, além das reações químicas e os mecanismos de adsorção.

3.3.2.1.1 - Temperatura

Pesquisas desenvolvidas na Suécia e Egito, apresentada por Bahgat *et al*. (1999), constata-se a influência da temperatura sobre os filtros de areia. Os microrganismos responsáveis pela transformação da amônia em nitrito e nitrato necessitaram de 95 dias para entrar em equilíbrio em um país frio como a Suécia, cuja temperatura variava entre 13 e 14^{o}C (PELL e NYBERG, 1989b). No Egito, onde a mesma estava na faixa de 20 a 32^{o}C, este equilíbrio ocorreu em 52 dias, permitindo que a estabilidade fosse atingida em um menor espaço de tempo.

Simons e Magdoff (1979) encontraram que a associação de baixa temperatura com alta carga de matéria orgânica e sólidos suspensos acarreta no entupimento do leito de areia, prejudicando a depuração. Vries (1972) chegou a mesma conclusão após constatar que um filtro de areia operado a 4^{o}C, perdia totalmente a capacidade de infiltração depois de 10 dias de operação. Todavia, quando o experimento era feito a temperatura ambiente, o entupimento não foi observado durante os 240 dias de realização deste estudo.

3.3.2.1.2 - Aeração

Pell e Nyberg (1989a) demonstraram que nos filtros de areia a matéria orgânica é removida mais eficientemente em meios aeróbios. Conforme estes autores, houve uma redução da DQO em 90% quando se operava uma coluna de 150 cm de profundidade preenchida com areia de diâmetro efetivo entre 0,25 a 0,50 mm, que

permitia uma alta concentração de oxigênio no interior de seus poros. No emprego de areia mais fina (0,10 a 0,25 mm), formou-se um empoçamento que gerou regiões anaeróbias, reduzindo a eficiência a 40%. Em ambas as situações os filtros foram operados com uma carga de 22 Lm^{-2}, aplicada 3 vezes ao dia de forma instantânea.

A boa aeração influencia também na transformação completa da amônia em nitrato devido ao surgimento de uma grande população de bactérias nitrificadoras (PELL e NYBERG, 1989b-c). Caso contrário, segundo a USEPA (1980) pode ocorrer um rápido entupimento e a conseqüente interrupção da nitrificação.

3.3.2.2 – Aspectos Construtivos

Dentre as características que devem ser consideradas no projeto construtivo de um filtro de areia, pode-se citar as seguintes: diâmetro efetivo e coeficiente de desuniformidade da areia e profundidade do leito.

3.3.2.2.1 - Diâmetro Efetivo[1]

O diâmetro efetivo da areia 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. Tal fato propicia um baixo rendimento, porém pode-se adotar altas taxas de aplicação (USEPA, 2002). O uso de areia mais fina possibilita uma efetiva nitrificação e remoção de matéria orgânica, no

[1] Diâmetro Efetivo: 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% do peso total da amostra.

entanto a quantidade de afluente aplicado é pequena e o filtro entope-se rapidamente (USEPA, 1980).

Vries (1972), analisando filtros de 60 cm de profundidade empregados no tratamento de esgoto domésticos, constatou que aquele preenchido com areia de menor diâmetro efetivo (0,10 a 0,25 mm) produziu uma transformação total da amônia em nitrato. No filtro com areia média (0,25 a 0,50 mm) a nitrificação foi de somente 33%. O autor utilizou uma carga de 100 Lm^{-2}, aplicada em dois momentos durante o dia.

Em um experimento com areias de três diferentes diâmetros efetivos (0,15; 0,23 e 0,29 mm) Check *et al.* (1994) encontraram resultados discrepantes dos mostrados no parágrafo anterior. Os efluentes dos três filtros geraram resultados semelhantes quanto a concentração de nitrito, nitrato, amônia, nitrogênio total Kjeldahl e remoção de sólidos suspensos e carbono orgânico total. A areia com o maior diâmetro efetivo produziu um efluente com a mais alta concentração de fósforo (7,3 mgL^{-1}), indicando um baixo potencial de adsorção. Os autores concluíram que isto se deveu ao menor contato entre a superfície dos grãos de areia e o afluente, permitindo que este composto ficasse na solução infiltrante. Nos outros casos a concentração chegou a no máximo 0,3 mgL^{-1}.

Ellis (1987), estudando um leito com areia de 0,3 mm e outro com 0,6 mm de diâmetro efetivo, notou que a remoção de matéria orgânica, organismos patogênicos e sólidos suspensos propiciada pela de menor valor não foi significativamente melhor que a do segundo caso. A diferença encontrada foi que a areia mais grossa permitia um tempo de uso mais longo até a necessidade de manutenção do leito.

Neste mesmo sentido, Farooq e Al-Youset (1993) obtiveram um tratamento mais vantajoso com a combinação de areia grossa com um leito mais profundo, quando comparado ao emprego de areia fina com profundidades rasas.

No Brasil, a NBR 13969 (1997), recomenda que o diâmetro efetivo da areia do leito varie entre 0,25 e 1,20 mm e nos Estados Unidos a USEPA (1999a) aconselha a faixa de 0,25 a 0,75 mm. De acordo com Metcalf e Eddy (1991) não mais que 1% da areia pode ser mais fina que 0,13 mm.

3.3.2.2.2 - Coeficiente de Desuniformidade[2]

Um meio com alto coeficiente de desuniformidade é caracterizado pela desigualdade no tamanho das partículas. Desta forma, leitos de areia com esta característica terão partículas muito próximas entre si, diminuindo a porosidade e a média de área dos poros, além da permeabilidade ao efluente (WILLMAN *et al.,* 1981). A USEPA (1999a) e a NBR 13969 (1997), concordam que o coeficiente de desuniformidade da areia de um filtro seja inferior a quatro.

3.3.2.2.3 - Profundidade do Leito

No início do aproveitamento dos filtros de areia no tratamento de esgotos, sua profundidade variava entre 120 e 300 cm, porém descobriu-se que a purificação do afluente ocorria, principalmente, entre 23 e 30 cm abaixo da superfície (USEPA, 1999a). Atualmente, esta agência aconselha leitos de areia com espessura entre 45 e 91 cm.

[2] Coeficiente de Desuniformidade: Relação entre os diâmetros efetivos D_{60} e D_{10}, a qual expressa a dispersão dos diâmetros de grãos componentes do meio, quanto maior este número, mais variado é o diâmetro dos grãos (NBR 13969:1997). Ele é calculado através da divisão do diâmetro efetivo de 60% da areia pelo dos 10%. Por exemplo, se o diâmetro de 60% for igual a 2,1 mm e o dos de 10% for de 0,3 mm, tem-se que o coeficiente de desuniformidade será igual a 7 (IMHOFF, 1985).

As camadas rasas de areia ajudam a manter o custo baixo enquanto que valores maiores propiciam um efluente com qualidade mais constante, além de não ser afetado severamente pela chuva. No Brasil, a NBR 13969 (1997) especifica unicamente 0,70 m como a profundidade a ser utilizada.

Buscando compreender a evolução do tratamento do afluente ao longo da infiltração em um leito de areia, Pell e Nyberg (1989a) retiraram amostras em diversas profundidades a partir da superfície. Eles notaram que a decomposição da matéria orgânica ocorria principalmente até 1,5 cm, resultante da concentração de oxigênio que favorecia uma alta taxa de crescimento e atividade das bactérias. Este comportamento levou a um rápido consumo de matéria orgânica e oxigênio, reduzindo seus suprimentos para as camadas inferiores, o que prejudicou a população dos microrganismos nestas regiões.

Estes autores concluíram que a nitrificação se deu rapidamente e a poucos centímetros da superfície do leito, visto que abaixo de 15 cm não foram encontradas mudanças significativas nas concentrações dos compostos nitrogenados. A remoção de fósforo e coliformes sucedia-se ao longo de toda a extensão do leito e necessitava de no mínimo 75 cm de profundidade. Os sólidos suspensos foram retidos principalmente na superfície do leito.

Em um experimento conduzido por Ellis (1987) constatou-se que 50% da nitrificação e a remoção dos sólidos ocorreu igualmente na camada superficial. No entanto, a degradação da matéria orgânica processou-se em toda a profundidade do leito, correspondente a 90 cm. Houve a diminuição na concentração de coliformes principalmente na superfície, mas não foi desprezível no decorrer do filtro.

Bahgat *et al.* (1999) demonstraram a importância da camada superficial dos filtros de areia, ao constatar que o tempo gasto pelas bactérias nitrificadoras atingirem o equilíbrio de suas atividades nas proximidades da superfície era semelhante ao que todo o sistema levava até a estabilização.

3.3.2.3 – Características Químicas

Willman *et al.* (1981) perceberam que o pH de um leito de areia tinha influência sobre as reações químicas e a atividade das bactérias. O uso de um filtro com uma areia que propiciava pH 7,8 gerou um efluente com baixa concentração de matéria orgânica e fósforo, além de uma total nitrificação. Quando o pH passava a 5,4 o efluente tinha maiores concentrações de matéria orgânica e amônia. As reações químicas e biológicas que ocorriam, atuaram na diminuição do pH, devido a produção de acidez durante a nitrificação, enquanto que a areia agia como um sistema tampão.

No que diz respeito a composição do leito, a USEPA (1999a) e a NBR 13969 (1997), recomendam que a areia dos filtros seja isenta de argila, terra, calcário ou qualquer outra substância capaz de ser atacada pelo esgoto ou de endurecer formando uma massa compacta ou impermeável. Por outro lado, uma alta concentração de ferro, alumínio e calcário permite alta capacidade de retenção de fósforo (ARIAS, 2001). Willman *et al.* (1981) e Brande (1980) demonstraram que o calcário também propicia a melhora na remoção de coliformes.

3.3.3 - Aspectos Operacionais

3.3.3.1 - Taxa de Aplicação e Distribuição do Afluente

A NBR 13969 (1997) recomenda que ao utilizar-se o filtro de areia no pós-tratamento de efluente do tanque séptico, a taxa de aplicação deve limitar-se a 100 $Lm^{-2}dia^{-1}$ e caso seja proveniente de um processo aeróbio, pode-se dobrar este valor.

Onde a temperatura média mensal do esgoto for inferior a 10^{o}C, os limites serão respectivamente de 50 e 100 $Lm^{-2}dia^{-1}$.

Apesar da USEPA ser uma agência ambiental de um país com clima mais frio, recomenda taxas superiores aos da norma brasileira, variando entre 80 e 200 $Lm^{-2}dia^{-1}$ quando a alimentação provém do tanque séptico e de 200 a 400 $Lm^{-2}dia^{-1}$, se originária do filtro aeróbio.

Salienta-se que é de extrema importância para o adequado tratamento que o afluente seja disposto de forma uniforme sobre toda a superfície do leito (USEPA, 1999).

3.3.3.2 - Período de Repouso

A USEPA (1980) sugere que haja no mínimo duas aplicações por dia, entremeadas por um período de repouso, que objetiva a criação de condições aeróbias na estrutura do leito. Conforme Bahgat *et al*. (1999), esta oxigenação do leito favorece o crescimento das bactérias nitrificadoras, ampliando a nitrificação.

Vries (1972), mediu a concentração de oxigênio em um leito de areia após a aplicação de uma carga de 200 Lm^{-2} de afluente e constatou que a concentração deste gás retornava aos valores iniciais após 24 horas de descanso do meio. Assim, cita que este período de repouso era adequado para a recomposição do filtro no que se refere ao consumo de matéria orgânica. Ele também notou que após a ocorrência de um entupimento, a recomposição demorava oito dias e o tamanho dos poros tornava-se maior, causado pelo consumo da matéria orgânica que estava em seu interior.

A exposição dos filtros ao ressecamento e a umidade, ocasionada pelas etapas de aplicação e parada, levou a expansões e contrações que melhoraram a agregação

das partículas e a capacidade de infiltração. Tal fato levou-o a concluir que não existe a necessidade de longos períodos de secagem, mas seria importante a completa drenagem do filtro para o restabelecimento de um sistema aeróbio.

Lance (1977), encontrou que nas primeiras aplicações após os períodos de descanso existe um salto na concentração de nitrato, indicando uma espécie de lavagem deste composto. Quanto a concentração de fósforo, havia o restabelecimento da sua capacidade de remoção.

3.3.3.3 - Processo de Entupimento

Existem três tipos de entupimento em um leito de areia: o químico, o físico e o biológico. No entupimento químico há a interação dos sais presentes no afluente com os compostos químicos do solo. Quando ocorre o bloqueio dos poros pelos sólidos suspensos, caracteriza-se o entupimento físico. O biológico é resultante do crescimento microbiano ou de seus sub produtos. Em todos estes casos, diminui-se o tamanho dos poros levando a perda de permeabilidade e capacidade hidráulica do leito (KRISTIANSEN, 1981a).

Conforme Rice (1974), quando se amplia a quantia de sólidos suspensos depositados, a superfície se torna mais compacta e menos permeável ao líquido, acelerando o entupimento. Este autor determinou que a concentração máxima de sólidos no afluente deveria ser de 10 mgL^{-1}.

Em um experimento conduzido por Kristiansen (1981a) com a utilização de colunas de areia, notou-se que a perda de infiltração ocorria principalmente nos primeiros 2 cm do solo, resultante dos sólidos e da atividade biológica, o restante do leito permaneceu praticamente inalterado. Rice (1974) notou que 80% da estrutura de um filtro de areia não sofreu alteração mesmo após três anos de atividade. Quando

havia alta concentração de sólidos, o entupimento ocorria rapidamente, sendo essencialmente físico, no entanto se os mesmos fossem removidos era possível um tempo de aplicação mais longo e, ao ocorrer a obstrução do leito, sua natureza era biológica.

Uma das principais conseqüências do entupimento é a formação de condições anaeróbias abaixo desta camada, onde somente os microrganismos que suportem este metabolismo poderiam realizar o tratamento (KRISTIANSEN, 1981a).

3.3.4 – Tipos de Filtros de Areia

De acordo com a USEPA (2002), existem basicamente dois tipos de filtro de areia. O primeiro permite uma única passagem do afluente pelo leito e após a infiltração o efluente é descartado ou reutilizado em alguma atividade. No segundo tipo existe a recirculação deste líquido por meio de uma reaplicação.

No caso que possui uma única passagem, para que se atinja o tempo de detenção necessário à obtenção de resultados satisfatórios, é necessário o uso de areia com diâmetro efetivo menor que a dos filtros com recirculação. Esta prática permite contato mais eficiente entre o efluente e o biofilme.

Nos filtros onde há a recirculação, existe uma dosagem entre o efluente que deixa o leito de areia com aquele que é aplicado na superfície. Deste modo cria-se condições para uma total nitrificação dos compostos nitrogenados e em muitos casos, observa-se que a desnitrificação também pode ocorrer. A USEPA (1999b) recomenda a recirculação numa razão entre 3:1 e 5:1 ou seja, na primeira situação ter-se-ia que para quatro medidas de volume, uma seria descartada e as outras três reaplicadas.

4 - MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 – Aspectos Construtivos

Este projeto de pesquisa foi desenvolvido em uma área experimental situada na Estação de Tratamento de Efluentes Graminha, da empresa Águas de Limeira S.A., na cidade de Limeira, Estado de São Paulo. A Figura 4.1 mostra uma foto com a vista geral dos filtros de areia em estudo e do seu sistema de aplicação do afluente anaeróbio.

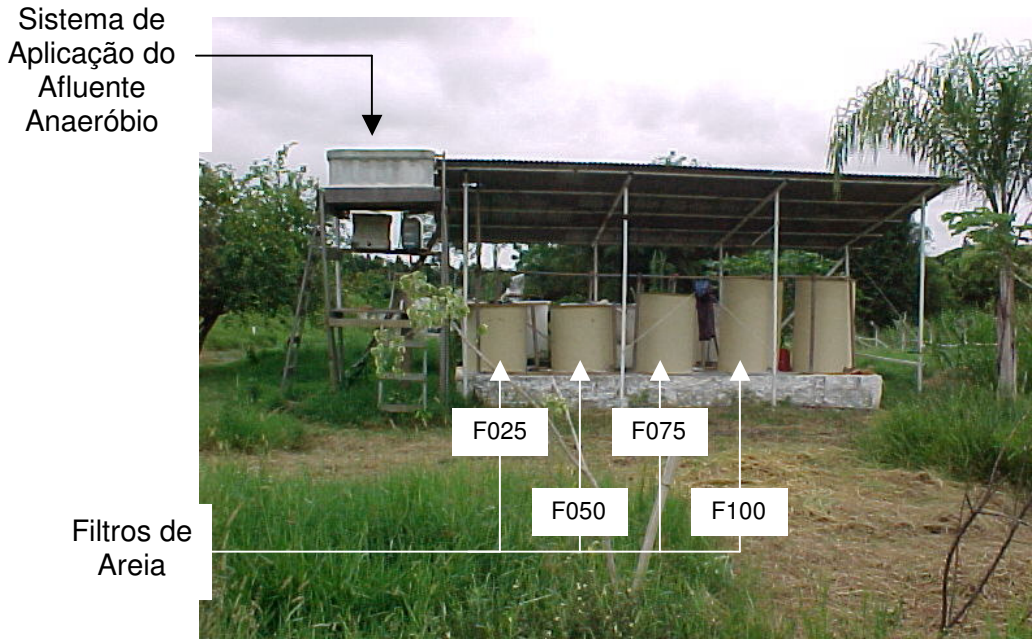

Figura 4.1: Filtros de areia e sistema de aplicação do afluente anaeróbio

4.1.1 - Origem do Afluente

O esgoto bruto que chegava a estação foi proveniente de um bairro residencial denominado Graminha. Inicialmente esta água residuária passava por um tratamento preliminar composto por grades de retenção, com 1 cm de espaçamento entre as barras, e caixa de areia. Em seguida, uma porção do seu fluxo era direcionada a um sistema de alimentação dos filtros anaeróbios.

Este fluxo de esgoto era mantido por uma bomba submersa que o recalcava até uma caixa de 500 L, localizada a 4 m da superfície de instalação do sistema composto pelos filtros anaeróbios. Antes de adentrar este reservatório, o efluente líquido atravessava uma peneira do tipo estática com 1,5 mm de espaçamento entre as barras, que objetivava a remoção dos sólidos que poderiam obstruir a tubulação, registros e o meio suporte dos reatores empregados no tratamento. Ressalta-se que o

funcionamento da bomba submersa era controlado por meio de uma chave bóia instalada neste reservatório.

Logo abaixo deste reservatório havia uma outra caixa, com capacidade de 500 L, para onde era direcionado o esgoto. A função deste reservatório era manter o nível hidráulico constante para a alimentação dos filtros anaeróbios, garantindo uma vazão com um mínimo de oscilações, visto que seu fluxo era propiciado exclusivamente pela ação da gravidade. A tubulação empregada em todo o sistema possuía diâmetro de 25 mm.

O tratamento do esgoto era realizado por quatro filtros anaeróbios, sendo que cada um deles possuía volume total de 500 L e foram construídos em aço inox com formatos cilíndricos, tendo um diâmetro interno de 0,75 m e altura total de 1,68 m. O fundo era cônico e separado da região ocupada pelo meio suporte por uma grade feita de bambu, cujos espaços livres impediam a passagem das unidades constituintes do recheio. Este fundo funcionou como um compartimento para a distribuição do esgoto. Na Figura 4.2 está mostrado um esquema de um destes filtros anaeróbios.

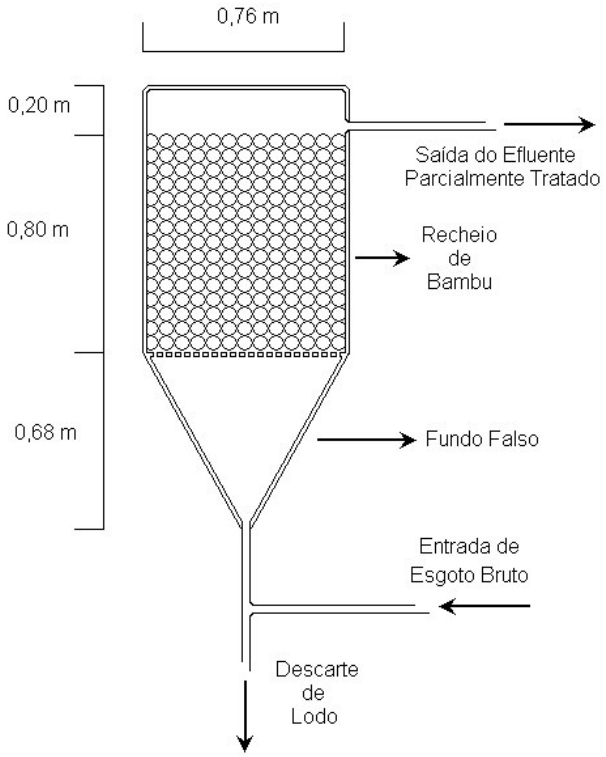

Figura 4.2: Esquema de um filtro anaeróbio com leito de bambu.

Todos os filtros tinham um revestimento de isopor (espuma de poliestireno), que buscava manter a temperatura interna constante. Na Figura 4.3 está apresentada uma foto com ao aspecto externo e outra com o interno de um destes reatores.

O meio suporte foi constituído de anéis de bambu da espécie *Bambusa tuldoides*, tendo diâmetro de 4 cm e cortados em tamanho de aproximadamente 5 cm (CAMARGO, 2000). Após o preenchimento do reator com este material suporte, uma média de 71% do volume dos filtros passava a ser de vazios.

Figura 4.3: Aspecto externo e interno dos filtros anaeróbios

Os filtros anaeróbios foram operados com fluxo ascendente, tendo uma vazão ascensional de 2 $Lmin^{-1}$ e tempo de detenção hidráulica de 3 horas, controlados diariamente. O efluente tratado que deixava estes reatores era coletado em uma caixa de 250 L, a partir da qual distribuía-se para todos os projetos existentes na área experimental.

4.1.2 - Caixa de Armazenamento e Distribuição do Afluente

Após passar pelos filtros anaeróbios, o efluente foi bombeado até uma caixa de armazenamento que possuía uma estrutura de amianto e capacidade para 1000 L, estando sua base a 2,5 metros de altura da superfície de instalação dos filtros de areia. A entrada do afluente ocorria pela parte superior e um ladrão instalado em seu fundo removia o volume excedente, mantendo uma circulação de líquido nas camadas inferiores que impedia o acúmulo de material particulado e lodo.

Abaixo 60 cm desta caixa, existia um reservatório de plástico utilizado na dosagem do afluente. O mesmo possuía capacidade total de 50 L e tinha graduações a cada volume de líquido correspondente a 20 Lm^{-2}. Na Figura 4.4 estão apresentadas as fotos destes dois componentes do sistema.

Esta caixa de distribuição do afluente estava a 2 metros de altura da base dos filtros de areia e acima 40 cm da superfície daquele de maior profundidade. Desta forma a aplicação do afluente sobre os leitos era feita com o esvaziamento deste reservatório exclusivamente pela ação da gravidade e em um curto intervalo de tempo.

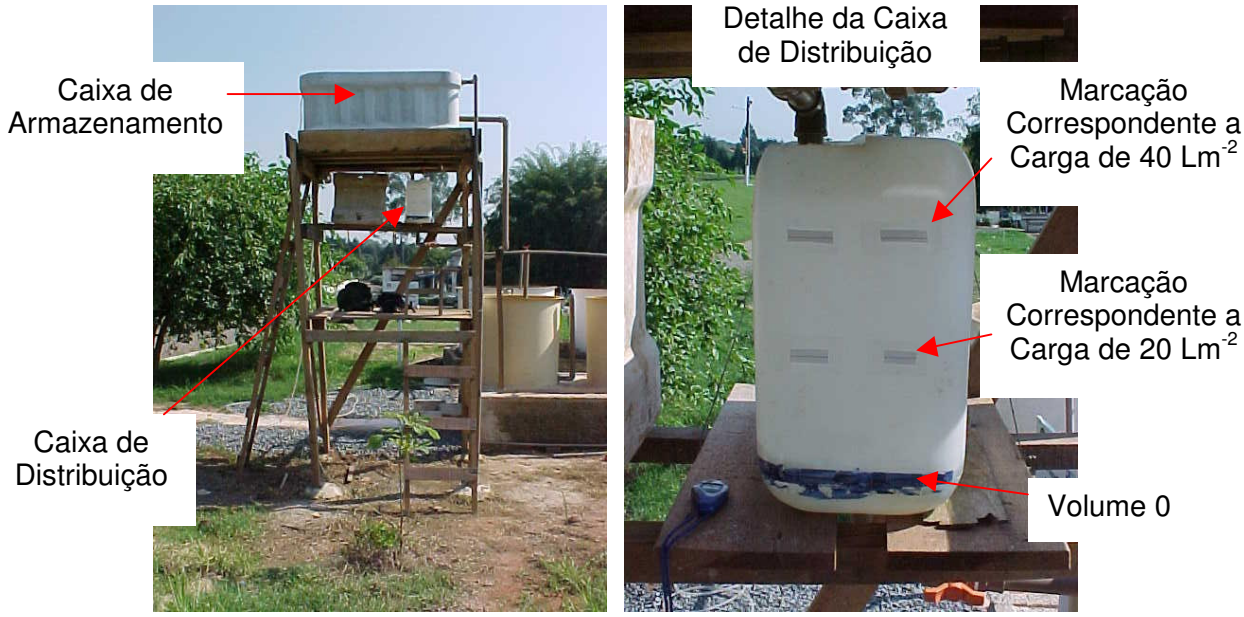

Figura 4.4: Caixa de armazenamento e de distribuição de afluente

4.1.3 - Tubulações e Placa de Distribuição

Adotou-se para a tubulação de distribuição e de saída do efluente dos filtros de areia, tubos de PVC com diâmetro interno de 32 mm, que permitiam a disposição e a retirada do efluente em um curto intervalo de tempo. A tubulação de saída foi instalada

a partir do centro das bases dos filtros e possuíam uma ligeira inclinação em toda a sua extensão, impedindo a permanência de efluente em seu interior.

Para a distribuição uniforme do afluente sobre o leito dos filtros, empregou-se uma placa quadrada de 20 cm de comprimento, feita de madeira e posicionada no centro da camada superficial (Figura 4.5). Após o lançamento do afluente pela tubulação de distribuição, existia o choque do líquido com esta placa, distribuindo as gotículas uniformemente sobre a superfície. Abaixo desta placa existia um pequeno tijolo prendendo-a, impedindo sua movimentação ou flutuação durante a aplicação do afluente.

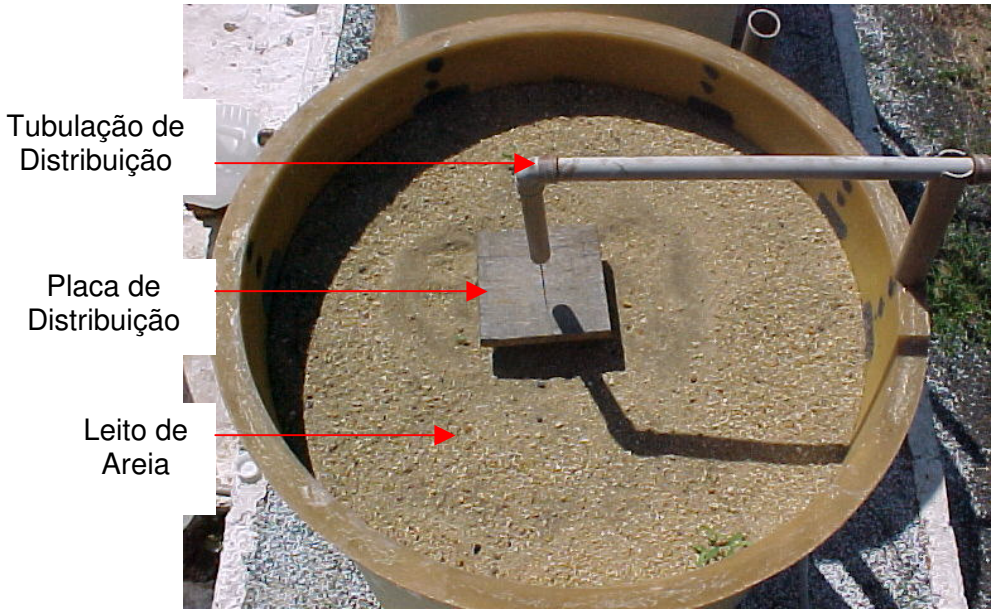

Figura 4.5: Leito de areia com a placa de distribuição no centro

4.1.4 - Tubulação de Aeração

Buscando a ampliação da aeração do leito, foi instalado na lateral de cada filtro um tubo de PVC com 50 mm de diâmetro interno. No interior, o mesmo penetrava na

camada de brita, onde havia maior porosidade, possibilitando uma melhor distribuição de ar nestas áreas inferiores. Nesta camada o tubo constituiu uma estrutura com formato de cruz e possuía em toda a sua extensão superior, inferior e laterais perfurações com diâmetro de 30 mm, espaçadas por 60 mm.

A captação do ar era feita de forma natural, não existindo nenhum equipamento mecânico com a função de injetar oxigênio ar para o interior do meio. Na Figura 4.6, está apresentado o aspecto interno e externo desta tubulação, antes do preenchimento com os diferentes materiais constituintes do leito.

Figura 4.6: Aspecto interno e externo da tubulação de aeração

4.1.5 - Filtros de Areia

Na construção do leito dos filtros foram empregadas três camadas posicionadas a partir da base. A primeira possuía 20 cm de profundidade e foi constituída por brita 4, com diâmetro efetivo (D_{10}) de 37,000 mm e coeficiente de desuniformidade (C_D) de 2,400; nela penetrava a tubulação de aeração descrita anteriormente. Logo acima estava a camada formada por brita 1, com D_{10} igual a 9,600

mm e C_D de 1,771; tendo 10 cm de profundidade. Este material objetivava sustentar a areia, impedindo que suas partículas fossem arrastadas para fora da estrutura do sistema.

Quanto ao leito de areia, em cada um dos filtros adotou-se profundidades diferentes, conforme apresentado na Tabela 4.1. A areia empregada foi a popularmente denominada de grossa comercial, possuindo um diâmetro efetivo de 0,093 mm e coeficiente de desuniformidade de 4,516, encontrados a partir da determinação da curva de distribuição granulométrica, apresentada na Figura 4.7.

Tabela 4.1: Denominação dos filtros e profundidades do leito de areia

Filtro	Profundidade do Leito de Areia (metros)
F025	0,25
F050	0,50
F075	0,75
F100	1,00

Cada um destes materiais foi os mais comumente encontrados na região de desenvolvimento do projeto e foram lavados com água e cuidadosamente misturados antes da colocação no interior dos filtros. Tal medida buscou a retirada de qualquer composto que pudesse interferir no experimento e a obtenção de camadas homogêneas e similares nos leitos dos quatro filtros.

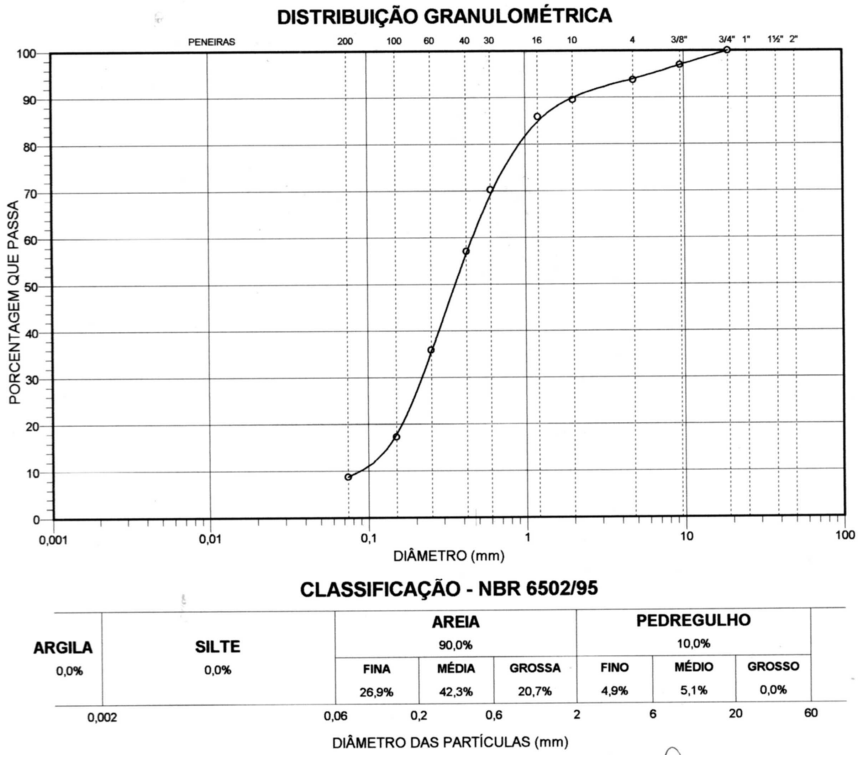

Figura 4.7: Curva de distribuição granulométrica da areia utilizada nos filtros

Na construção dos filtros de areia, foi utilizada uma caixa cilíndrica com estrutura de fibra de vidro e diâmetro interno de 100 cm, aberta na parte superior e com um pequeno orifício de 32 mm na inferior, onde foi instalada a tubulação de saída do efluente. A base possuía um ligeiro abaulamento que buscava evitar o acúmulo de líquido. Na Figura 4.8 o esquema de um filtro com a disposição das diferentes camadas que compunham seu leito.

Objetivando diminuir a influência das estações de chuva e seca sobre os resultados experimentais, foi construída uma cobertura sobre o sistema. Com este recurso espera-se possibilitar uma melhor comparação entre os dados gerados nestes períodos, visto que a chuva poderia alterar o arranjo da estrutura da areia e conseqüentemente a capacidade de infiltração, além de diluir o efluente.

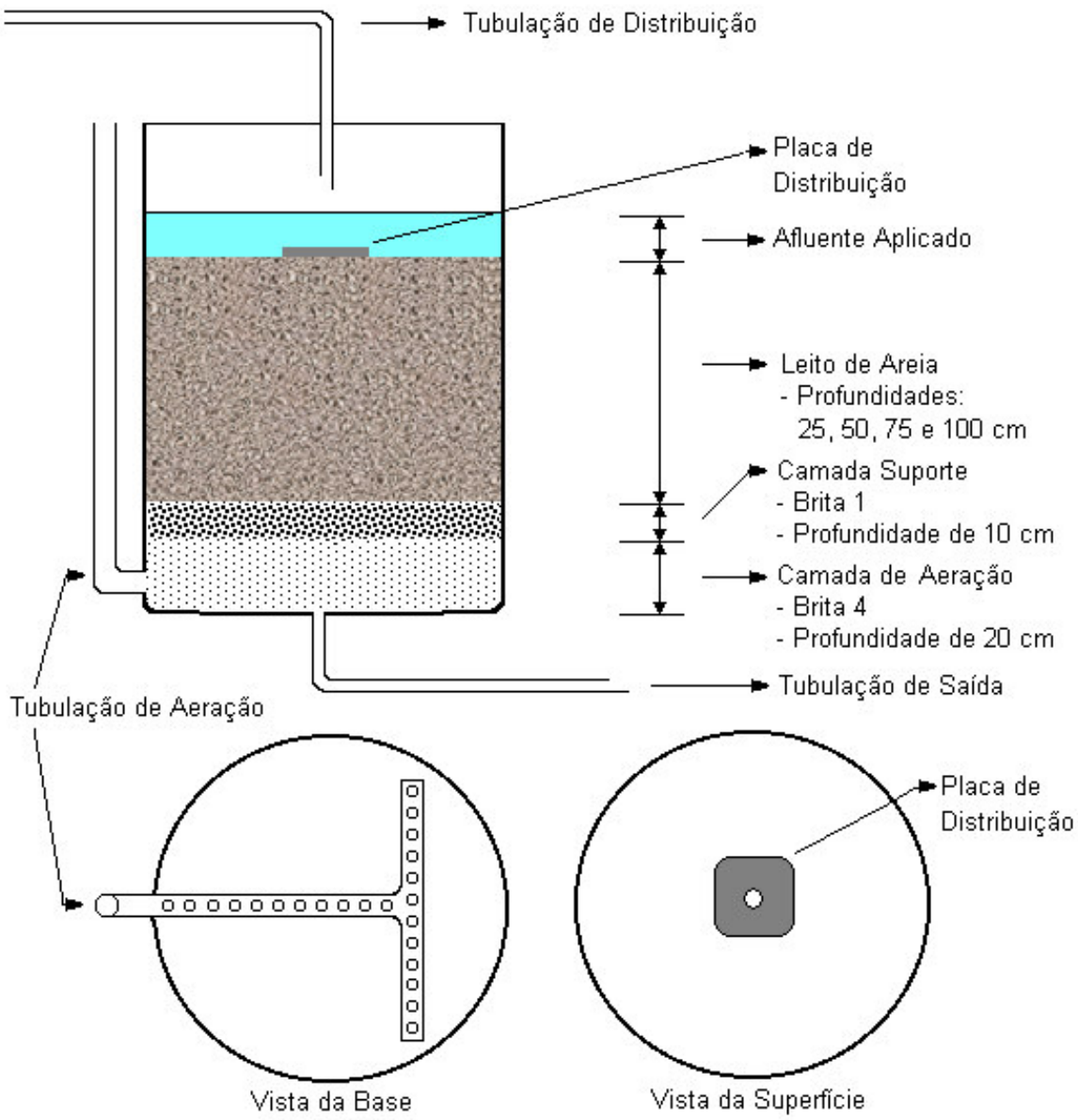

Figura 4.8: Esquema dos filtros de areia

4.2 - Cargas de Aplicação

O efluente dos reatores anaeróbios foram aplicados nas cargas de 20, 40, 60, 80 e 100 Lm^{-2} sobre as superfícies de cada um dos quatro filtros de areia em estudo. Todas foram utilizadas em três diferentes etapas, onde se deram suas disposições com freqüências distintas. Salienta-se desde já que as aplicações destes afluentes eram feitas em um curto intervalo de tempo, por meio da tubulação de distribuição.

Na primeira etapa, cada uma delas foi aplicada uma vez por dia, aproximadamente às oito horas da manhã. Durante a segunda parte do projeto, ocorreram duas disposições destas mesmas cargas em dois horários intervalados por uma hora ou seja, as 8 e as 9 horas. Finalmente, as aplicações foram realizadas diariamente em três momentos distintos, observando o espaço de tempo de 1 hora entre elas. Cada carga em suas respectivas freqüências foi empregada pelo período de um mês entre as segundas e sextas-feiras.

Em uma situação modelo, teve-se que a carga de 20 Lm^{-2} foi aplicada uma única vez por dia na primeira etapa, pelo período de 1 mês. Ao final deste período, iniciou-se o emprego de 40 Lm^{-2}, pelo mesmo prazo de estudo. Este procedimento repetiu-se até a disposição de 100 Lm^{-2}. Logo após, iniciou-se a segunda etapa, onde se deu a aplicação das mesmas cargas duas vezes ao dia, perfazendo no caso da carga de 20 Lm^{-2}, uma taxa de 40 $Lm^{-2}dia^{-1}$. Por fim, na última etapa ocorreram três aplicações diárias, totalizando no exemplo uma taxa de 60 $Lm^{-2}dia^{-1}$. Na Tabela 4.2 está apresentada uma relação entre as cargas empregadas em cada etapa e suas referentes taxas, assim como o quanto cada uma delas corresponde em termos de contribuição de esgoto por pessoa, considerando que um habitante contribuía com 200 $Lm^{-2}dia^{-1}$.

Tabela 4.2: Relação entre as cargas nas diferentes etapas e seu corresponde em número de pessoas

Etapa	Carga (Lm^{-2})	Taxa Equivalente ($Lm^{-2}dia^{-1}$)	Pessoa Equivalente [1]
1	20	20	0,10
	40	40	0,20
	60	60	0,30
	80	80	0,40
	100	100	0,50
2	20	40	0,20
	40	80	0,40
	60	120	0,60
	80	160	0,80
	100	200	1,00
3	20	60	0,30
	40	120	0,60
	60	180	0,90
	80	240	1,20
	100	300	1,50

[1] Considerando que uma pessoa contribua com 200 L de esgoto por dia.

4.3 - Coleta de Amostras e Análises Laboratoriais

As seguintes amostras foram coletadas semanalmente, toda terça-feira, a partir do processo em estudo:

- Esgoto bruto;
- Afluente dos filtros de areia;
- Efluentes dos filtros de areia.

A coleta do esgoto bruto foi realizada após o gradeamento e a do afluente e efluente dos filtros de areia deu-se respectivamente, antes do choque com as superfícies dos leitos e após as tubulações de saída. Buscou-se fazer estas coletas sempre, aproximadamente, às 12 horas. Na Figura 4.9 está apresentado um fluxograma simplificado do processo de tratamento envolvido nesta pesquisa com a indicação dos pontos de coleta.

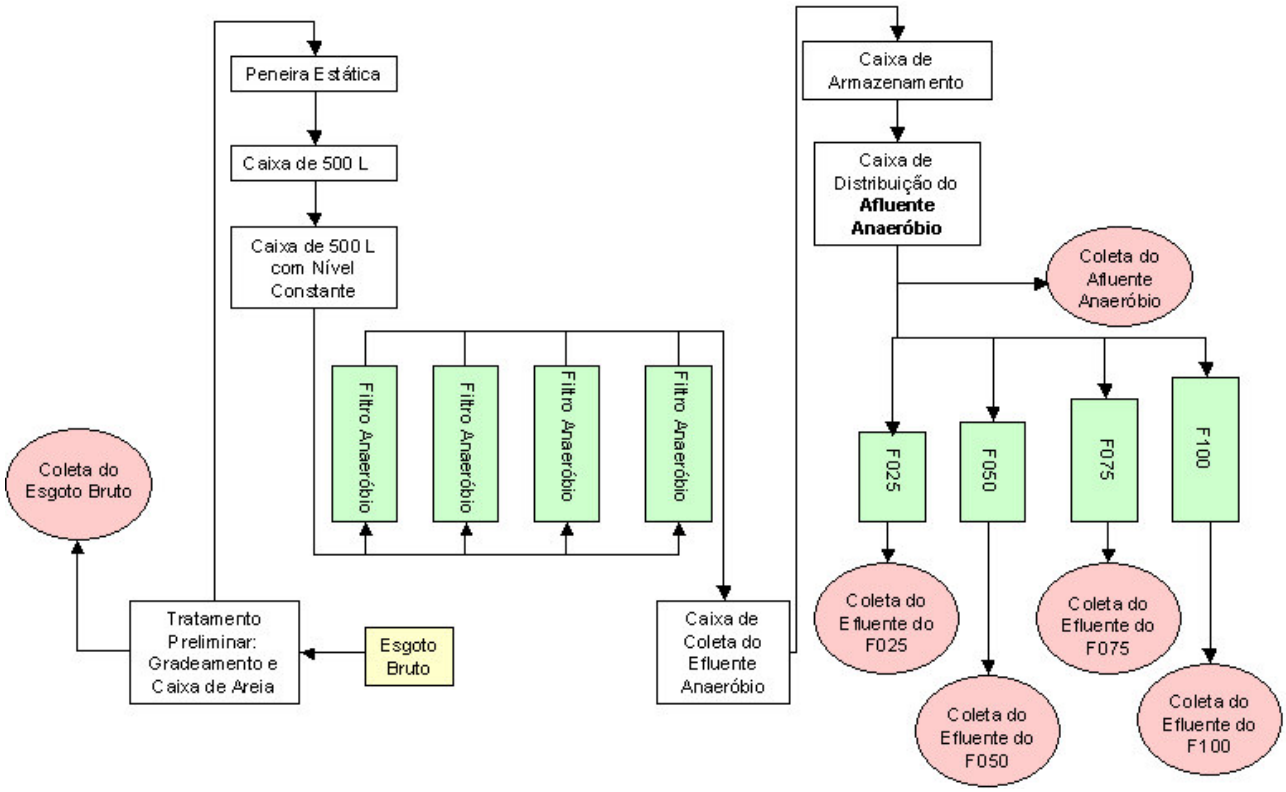

Figura 4.9: Fluxograma simplificado do processo de tratamento e apresentação dos pontos de coleta.

Salienta-se que devido a grande proximidade dos filtros anaeróbios em relação aos filtros de areia e da efetiva circulação do líquido presente na caixa de armazenamento, não foi feita coleta imediatamente após a saída dos primeiros reatores. Desta forma, considerou-se na análise dos resultados que o efluente dos filtros anaeróbios era semelhante ao afluente dos filtros de areia.

Os frascos adotados nas coletas para análises químicas e físicas possuíam um volume de 2.000 mL. Inicialmente eram lavados com acido clorídrico (1:1), buscando sua adequação para o procedimento de determinação do fósforo, a seguir empregava-se uma grande quantidade de água que objetivava a eliminação deste composto. Os recipientes utilizados na coleta das amostras para análise biológica tinham volume de 250 mL e eram lavados energicamente com água e autoclavados por 20 minutos. Tal procedimento buscava suprimir todos os microrganismos que pudessem interferir nos experimentos. Imediatamente após esta coleta destas amostras, os frascos eram postos no interior de uma caixa e acondicionados a $0^{o}C$.

As análises das amostras coletadas foram realizadas nos laboratórios de saneamento da Faculdade de Engenharia Civil e do CESET, ambos da UNICAMP. Todas se basearam no Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (AWWA/APHA/WEF, 1998). As únicas exceções referem-se aos compostos nitrogenados (nitrogênio orgânico, amoniacal, nitrito e nitrato). Nestes casos foi adotado o método FIA (Flow Injection Analysis), conforme exposto por Faria e Pasquini (1991). No Anexo 1 esta mostrado de forma sucinta uma descrição de cada um dos procedimentos adotados.

Os parâmetros físicos, químicos e biológicos analisados foram os seguintes: temperatura, pH, condutividade, oxigênio dissolvido (OD), turbidez, demanda bioquímica de oxigênio (DBO), demanda química de oxigênio (DQO), carbono orgânico total (COT), série do nitrogênio (nitrogênio orgânico, amoniacal, nitrito, nitrato e nitrogênio total Kjeldahl), fósforo, sólidos suspensos e organismos patogênicos (coliformes totais e *Escherichia coli*).

4.3.1 - Hidrogramas

Os hidrogramas objetivaram encontrar uma forma de comparação dos quatro filtros de areia nas cinco cargas de aplicação e a determinação da distribuição do tempo de permanência do afluente no interior do leito sofrendo o tratamento.

Este ensaio iniciou-se com a aplicação do volume de água ou efluente correspondente a uma determinada carga sobre os filtros de areia. Após o choque deste líquido com a superfície do leito, começou-se a cronometragem. Imediatamente iniciou-se a coleta de efluente que deixava a estrutura do filtro pela tubulação de saída. Este processo de coleta e determinação do volume repetiu-se a cada minuto do ensaio.

Ressalta-se que em um exemplo teria-se que ao final de 10 minutos de realização do teste, haveria 10 volumes correspondentes a cada minuto de coleta. Ou seja, não seria realizada uma soma do valor encontrado no primeiro minuto, com o obtido no segundo e assim por diante.

O tempo total de duração do ensaio foi de 12 horas, para cada uma das cargas empregadas em cada um dos filtros de areia. Assim, em seu final deveriam existir vinte hidrogramas diferentes.

A análise e a comparação dos resultados foi feita com a construção de gráficos do tempo de duração do experimento em função do volume obtido em cada minuto ou seja, a vazão média deste período.

Os hidrogramas foram feitos logo após a construção do projeto, quando ainda não havia ocorrido a aplicação de afluente anaeróbio e também no último dia da adoção de uma determinada carga. No primeiro caso, utilizou-se água para evitar a formação de biofilme e de uma camada superficial de material particulado, que alterariam a estrutura do leito, impedindo a comparação entre os resultados. No caso seguinte, foi conduzido com o próprio efluente dos filtros anaeróbios.

Os dados do segundo item puderam ser comparados com os obtidos no primeiro e permitiram uma avaliação do comportamento dos filtros com o decorrer da aplicação do afluente. O hidrograma também possibilitou encontrar o instante em que se deve iniciar a coleta das amostras para a realização das análises laboratoriais. Nota-se que a mesma sempre começou quando ocorria a maior vazão de saída.

4.3.2 - Análise Estatística

A análise dos dados encontrados para a turbidez, DBO, DQO, COT, fósforo e coliformes totais, foi feita por meio da variância e do teste de comparação de médias (Tukey 5%) encontrados a partir do programa estatístico SANEST (Zonta *et al*., 1984).

4.4 - Análise dos Resultados

Os resultados obtidos nas análises laboratoriais foram comparados com os limites apresentados pelo CONAMA 20 de 1986. Nos casos em que não encontrou-se uma legislação federal que estabelecesse um padrão de lançamento para um determinado parâmetro, buscou-se a comparação com as existentes nos estados brasileiros, conforme levantamento realizado por Von Sperling e Nascimento (1999) apresentado no Anexo 2.

5 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

A duração deste projeto de pesquisa foi de 26 meses. Deste total, despendeu-se 60 dias para a construção da estrutura física do sistema de alimentação e dos filtros de areia, e 30 dias para a realização dos hidrogramas que antecederam o emprego de afluente anaeróbio.

A aplicação do efluente dos reatores anaeróbios nos filtros de areia foi feita pelo período de 23 meses. A etapa 1 iniciou-se em janeiro de 2002 e estendeu-se até outubro do mesmo ano. A segunda etapa partiu deste mês e findou-se em junho de 2003 e, por fim a etapa 3 teve início imediatamente após o término da 2 e acabou em novembro de 2003.

Cada fase possuiu um período de duração diferenciado devido aos feriados nacionais, atividades acadêmicas e problemas operacionais, que levaram a paralisações momentâneas do experimento, impedindo a coleta de amostras em algumas das semanas de estudos.

Destaca-se que os filtros anaeróbios com recheio de bambu estavam em operação pelo período de 3 anos que antecederam o início das atividades dos filtros de

areia. Deste modo estes reatores já haviam passado por todo o processo de partida e de estabilização da sua cultura microbiana.

5.1 - Superfícies dos Filtros de Areia

Antes de iniciar a aplicação de afluente anaeróbio, a areia de todos os filtros possuía uma coloração clara característica e o líquido aplicado infiltrava-se para o interior do leito em um curtíssimo espaço de tempo. No decorrer da disposição das diversas cargas durante a primeira etapa, iniciou-se a formação de uma coloração levemente escura na camada superficial dos filtros, que atingiu seu tom máximo durante o emprego de 60 Lm^{-2}, quando houve a entrada indevida de um afluente que continha uma grande quantidade de sólidos e lodo. Esta camada impedia uma veloz infiltração do líquido, ocasionando o empoçamento de líquido na superfície.

Nas aplicações seguintes, após o restabelecimento da disposição de um afluente dentro dos padrões normais encontrados no desenvolvimento do projeto, esta região problemática desapareceu, normalizando a velocidade de infiltração. Ressalta-se que neste caso não houve a necessidade de realizar-se uma operação física para o rompimento desta camada, sendo que nos dias seguintes a sua formação ocorreram rachaduras e posteriormente se deu um avanço de sua degradação.

Este mesmo imprevisto se deu na etapa 2, durante a segunda semana da aplicação de 80 Lm^{-2}. Neste caso, devido a grossa camada de lodo formada, foi necessário realizar a raspagem das superfícies dos filtros de areia para permitir uma adequada infiltração do afluente. Esta manutenção do leito de areia dos filtros foi feita devido a problemas encontrados na aplicação de afluente anaeróbio, originário de uma má operação, não sendo resultante de um processo continuo de entupimento ou de colmatação. Destaca-se que, aparentemente, este procedimento não trouxe alteração no desempenho dos filtros.

Durante o período experimental houve a necessidade de parar as atividades pelo prazo de um mês, dada antes da aplicação de 100 Lm^{-2} na etapa 1. Esta fase causou o ressecamento de todos os leitos de areia, além de uma completa destruição da camada orgânica que ainda estava presente nas superfícies. Após o retorno do emprego do afluente anaeróbio, notou-se uma alteração no comportamento dos filtros de areia quanto ao tratamento dos compostos que estavam presentes na água residuária, conforme será apresentados nos itens seguintes.

5.2 – Hidrogramas

5.2.1 - Antes da Aplicação de Afluente Anaeróbio

Os hidrogramas apresentados neste item foram realizados com a aplicação do volume de água correspondente a cada uma das cargas estudadas na primeira etapa deste projeto. Deste modo, não havia sido empregado o afluente anaeróbio, estando as superfícies e os leitos de areia isentos de materiais particulados e da cultura biológica.

Ressalta-se, que neste trabalho o volume máximo de efluente que deixava a estrutura do filtro de areia em um hidrograma foi denominado de pico de volume. No caso da análise dos gráficos, correspondeu ao pico de altos valores da água residuária que deixava os leitos.

Pelo hidrograma do F025, exposto na Figura 5.1, nota-se que ocorreu uma rápida saída de efluente do interior deste filtro. Após aproximadamente 3 minutos, as curvas que representam as diferentes cargas alteraram o seu comportamento, indicando um abrupto aumento do volume que deixava a estrutura. Este desempenho somente não foi claramente observada na aplicação de 20 Lm^{-2}, onde se verificou que

o início da saída do efluente se deu após 5 minutos, tendo um tênue aumento ao longo do tempo.

Explica-se esta rápida saída da água pela pequena profundidade da camada de areia adotada, que possibilitava que o efluente deixasse o filtro após percorrer uma curta trajetória no interior deste leito. Na carga de 20 Lm^{-2}, devido ao pequeno volume de líquido, havia uma maior interação com o areia, acarretando no aumento do tempo de detenção da água no interior da estrutura do filtro.

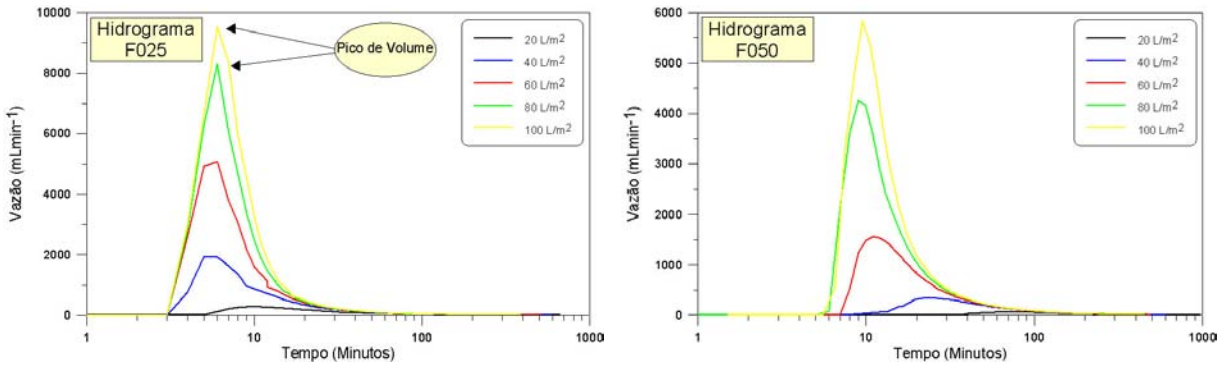

Figura 5.1: Hidrogramas dos filtros F025 e F050 nas diferentes cargas aplicadas de água

Nas cargas superiores a 40 Lm^{-2} percebe-se que em menos de 6 minutos atingia-se o pico de volume para a saída do efluente. No transcorrer da primeira hora, cerca de 47% da água deixava a estrutura do F025, conforme mostrado na Tabela 5.1, enquanto que na aplicação de 100 Lm^{-2}, saia deste filtro 85,9% do volume aplicado.

Tabela 5.1: Percentual de saída de água em relação ao volume da carga aplicada nos filtros F025 e F050

Período	20 Lm^{-2}		40 Lm^{-2}		60 Lm^{-2}		80 Lm^{-2}		100 Lm^{-2}	
(Horas)	F025	F050	F025	F050	F025	F050	F025	F050	F025	F050
0 à 1	47,5	17,4	70,3	43,8	79,8	62,6	83,8	71,5	85,9	75,5
1 à 2	12,8	16,4	8,3	15,5	5,5	10,6	4,6	8,3	3,9	7,2
2 à 3	7,1	11,3	4,4	8,0	2,7	5,6	1,9	3,8	1,7	3,7
3 à 4	4,6	8,3	3,0	5,6	1,7	3,4	1,6	2,7	1,3	1,9

Quanto ao F050, pode-se fazer as mesmas observações expostas para o F025, verificando como diferença que o princípio da saída do efluente nas cargas, foi atrasado para aproximadamente 6 minutos e o pico de volume foi reduzido. Por exemplo, para o F025 na carga de 100 Lm^{-2}, seu valor aproximou-se de 10,000 L em 1 minuto, enquanto que não ultrapassou 6,000 L no F050.

Isto se reflete no percentual do volume do afluente aplicado que deixa o leito a cada hora, apresentado na Tabela 5.1, levando o F050 a ter uma maior distribuição para a saída de efluente, principalmente na aplicação de 20 Lm^{-2}. Neste caso, deixava o filtro 17,4% do efluente na primeira hora e na segunda 16,4%, valores bastante próximos. A partir da aplicação de 40 Lm^{-2}, 43% da água saía da estrutura nesta hora inicial, chegando a 75% na carga de 100 Lm^{-2}.

No F025 e F050 o alto percentual de saída do efluente logo após a aplicação resultou em um baixo tempo de retenção do líquido, trazendo como conseqüência um período de contato entre os microrganismos do leito e o afluente insuficiente para o adequado tratamento. Deve-se salientar que esta conclusão não pode ser estendida a aplicação da carga de 20 Lm^{-2} no F050.

Analisando os hidrogramas do F075 e F100 por meio da Figura 5.2, percebe-se que ambos proporcionaram maiores valores para o tempo de início da saída de efluente e também um menor pico de volume, quando comparados ao F025 e F050

Para o F075, este tempo de início de saída do líquido sempre era superior a 10 minutos e no F100, foi o dobro deste valor em todas as situações estudadas. Neste mesmo filtro este tempo atingiu aproximadamente 20 minutos na aplicação de 100 Lm^{-2} e chegou a ser 4 vezes maior na carga de 20 Lm^{-2}. Quanto ao pico de volume, observa-se que são menores que os encontrados nos dois filtros mais rasos, não superando 3,000 L em nenhuma ocasião.

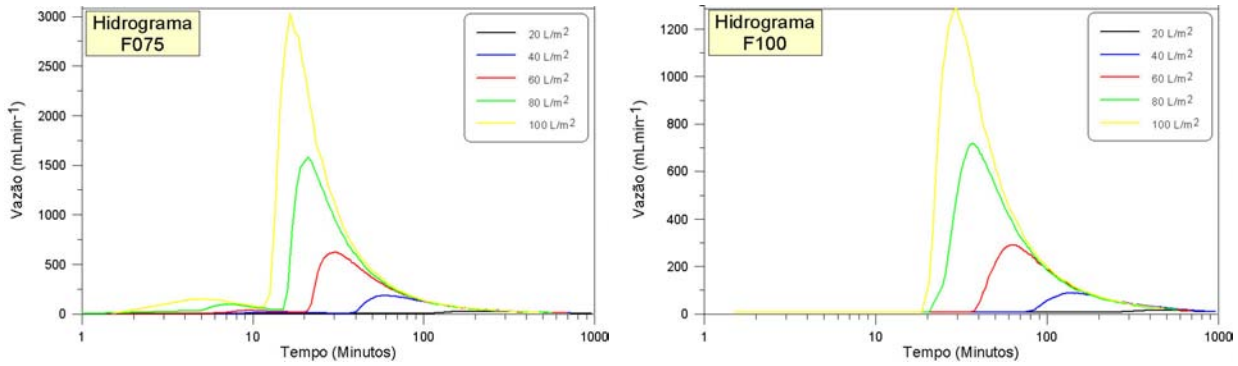

Figura 5.2: Hidrogramas dos filtros F075 e F100 nas diferentes cargas aplicadas de água

Esta maior distribuição da saída do efluente ao longo do tempo pode ser comprovada pela análise da Tabela 5.2. No F100, nota-se que somente a partir da aplicação de 80 Lm^{-2} ocorreu a saída de mais de 40% do volume aplicado na primeira hora do experimento.

Tabela 5.2: Percentual de saída de água em relação ao volume da carga aplicada nos filtros F075 e F100

Período	20 Lm^{-2}		40 Lm^{-2}		60 Lm^{-2}		80 Lm^{-2}		100 Lm^{-2}	
(Horas)	F075	F100	F075	F100	F075	F100	F075	F100	F075	F100
0 à 1	4,8	3,2	26,9	7,3	46,6	26,8	59,2	43,6	65,0	50,9
1 à 2	10,3	4,6	18,5	15,8	15,2	19,6	11,6	15,1	10,6	13,8
2 à 3	10,1	6,2	10,8	12,8	7,6	9,8	5,5	7,5	5,8	6,6
3 à 4	9,4	6,7	7,3	9,7	4,7	7,3	4,4	6,3	3,2	6,0

A ampliação do tempo de retenção do efluente no interior destes dois filtros de areia pode permitir que exista uma maior influência da ação degradadora dos microrganismos sobre o material poluente encontrado no esgoto, possibilitando um melhor tratamento do afluente aplicado.

5.2.2 - Após Aplicação de Afluente Anaeróbio

Neste item será apresentada uma comparação entre os hidrogramas realizados após a aplicação de cada uma das cargas de afluente anaeróbio com os dados apresentados no item anterior, correspondente aos resultados obtidos para o emprego de água. Para a carga de 20 Lm^{-2}, este hidrograma foi feito após cinco semanas de sua disposição, com o emprego do afluente anaeróbio. Na carga de 40 Lm^{-2}, este teste se deu depois das cinco semanas de aplicação da mesma, somado ao período de aplicação da carga anterior, correspondendo a um tempo total de 10 semanas de emprego do afluente anaeróbio. Este processo repetiu-se até a realização do hidrograma da carga de 80 Lm^{-2}, que foi correspondente ao emprego de cinco semanas desta carga acrescido das 15 semanas das três cargas anteriores.

Ressalta-se desde já, que devido a problemas relativos a segurança na localidade onde está instalado o projeto, não foi possível desenvolver os testes nos quatro filtros de areia para a aplicação de 100 Lm^{-2}.

Pela Figura 5.3 percebe-se que os hidrogramas do F025 e F050 realizados com afluente anaeróbio tiveram o início da saída de efluente ocorrido em um tempo superior aos daqueles obtidos com a aplicação de água. Desta forma, passou-se a ter um dispêndio maior de tempo até que começasse o gotejamento de efluente nestes filtros. Outro comportamento diferenciado foi a diminuição do pico de volume, verifica-se que no F025 para a aplicação de 20 Lm^{-2}, caiu de 0,275 L para 0,180 L.

Nestes dois filtros de areia, constata-se que a formação da camada de material particulado e a constituição da microbiota, acabou em um primeiro momento por melhorar a distribuição da saída de efluente ao longo do tempo. Este comportamento pode ter afetado o tratamento, fazendo com que ocorra uma maior interação entre os microrganismos e o afluente.

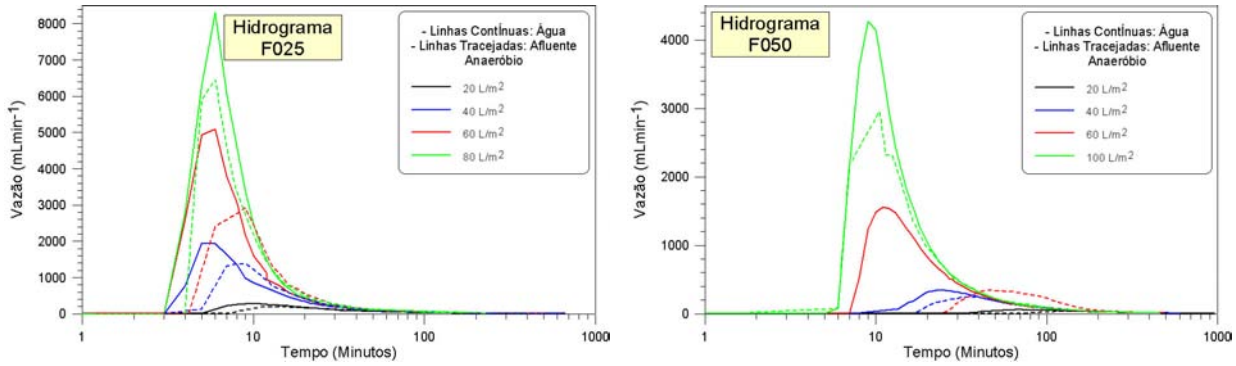

Figura 5.3: Hidrogramas dos filtros F025 e F050 nas diferentes cargas, realizados antes e após a aplicação de afluente anaeróbio

Pela Figura 5.4, nota-se que o hidrograma do F075 teve, de forma geral, um desempenho semelhante ao encontrado no F025 e F050. No entanto, no emprego de 80 Lm^{-2} nota-se que o tempo despendido até que iniciasse a saída de efluente, após o período de disposição do afluente anaeróbio, foi menor que o encontrado no hidrograma que antecedeu esta aplicação.

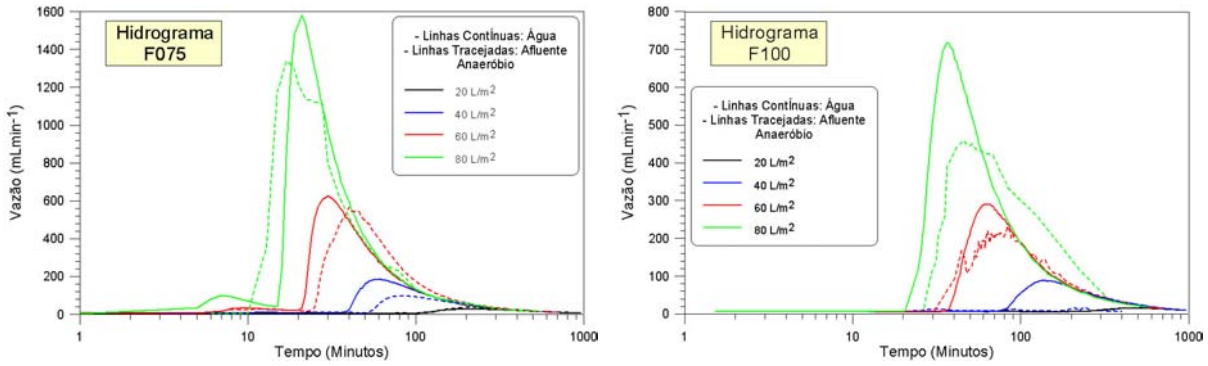

Figura 5.4: Hidrograma dos filtros F075 e F100 nas diferentes cargas, antes e após a aplicação de afluente anaeróbio

Outro ponto diferenciado foi encontrado na aplicação de 20 Lm^{-2}, conforme pode ser notado na Figura 5.5, neste caso o pico de volume obtido após o período de aplicação de afluente anaeróbio foi maior que o obtido quando realizou-se o hidrograma somente com água, descrito no item anterior.

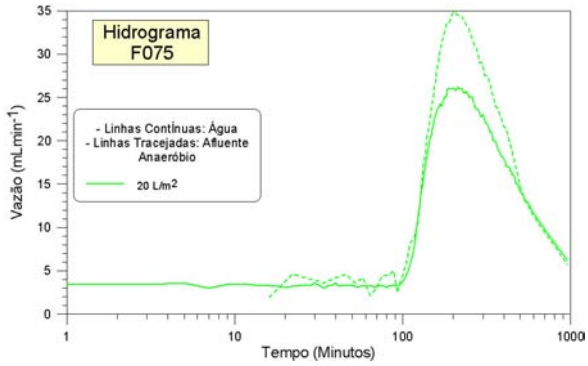

Figura 5.5: Hidrograma do filtro F075 na carga de 20 Lm^{-2}, realizado antes e após a aplicação de afluente anaeróbio

Estes resultados destoantes da maioria dos visualizados nos outros filtros de areia podem ter como explicação a formação de canais preferenciais no interior da estrutura do leito. Assim, ocorria um fluxo que possibilitava ao efluente sair mais rapidamente da estrutura ou deixar o filtro com uma vazão maior.

Quanto ao F100, percebe-se pela Figura 5.4 que ao contrário do ocorrido no F075, o comportamento de seus hidrogramas foram semelhantes aos encontrados no F025 e F050. Ou seja, tinha-se que após a aplicação de afluente anaeróbio, havia o aumento do tempo despendido até que iniciasse a saída de efluente. Observa-se também, que o pico de volume encontrado apresentou uma redução, caindo de 0,719 L para 0,460 L na disposição de 80 Lm^{-2}.

5.3 - pH

A média encontrada para os valores de pH do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia durante todo o período experimental foi de 7,1 e 7,2 respectivamente. A semelhança destes resultados pode sugerir um comportamento muito semelhante ao longo das semanas, no entanto uma observação mais apurada dos dados, por meio da Figura 5.6, mostra que ocorreu uma grande oscilação nos dados obtidos.

Pode-se dividir os resultados de pH destes dois pontos de coleta em dois grupos diferente, sendo que em um deles estariam aqueles determinados até a 14ª semana e no outro, os gerados até o final do projeto. No primeiro grupo, os valores de pH do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia possuíam um gradativo aumento no decorrer das semanas, atingindo 9,5 no esgoto bruto e 9,2 no afluente dos filtros de areia na 13ª coleta. Tal conjunto de dados está acima da faixa compreendida entre 6,5 e 8,2; considerada por Speece (1996) como ideal para o bom funcionamento de reatores anaeróbios.

A partir da 14ª semana, os resultados variaram em torno da neutralidade, somente tendo uma grande discrepância na 24ª e 25ª semanas. Este desempenho provavelmente foi ocasionado pela estabilidade do funcionamento dos filtros anaeróbios, devido ao seu maior período de operação, que levou a formação de um tampão químico.

Outra característica, não visualizada no primeiro grupo, foi a tendência do afluente dos filtros de areia possuírem valores de pH maiores que o esgoto bruto. Este desempenho pode ter sido ocasionada pelo aumento da concentração de nitrogênio amoniacal, resultante da decomposição da matéria orgânica.

Em todo o estudo observou-se que mesmo quando chegava a estação um esgoto bruto com pH muito distante da neutralidade, como aconteceu na 6ª e 50ª semanas, os reatores puderam manter seu efluente com uma oscilação menor que a obtida para a água residuária que adentrava sua estrutura. Pode-se afirmar que os filtros anaeróbios comportaram-se como uma espécie de amortecedores das variações de pH do esgoto bruto. Esta característica fica mais evidente no segundo grupamento de dados, pois no primeiro grupo houve uma tendência de acompanhamento do crescimento do pH do primeiro ponto de coleta, mas sem suas bruscas variações, demonstrando que nesta situação o tampão químico não estava devidamente constituído, sendo o sistema muito influenciado pelo comportamento de seu afluente.

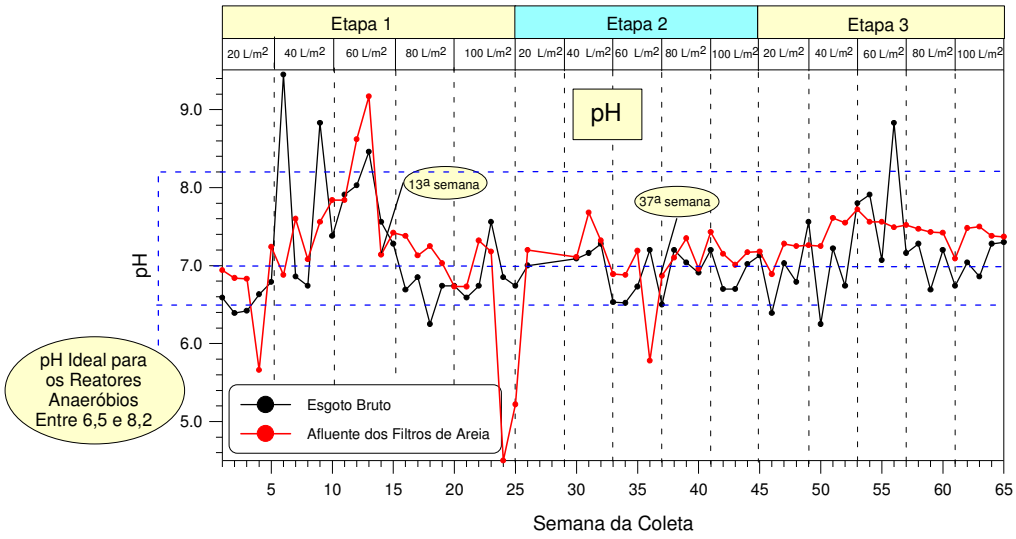

Figura 5.6: Semana da coleta em função do pH do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia

Quanto ao efluente dos filtros de areia, por meio da Figura 5.7 pode-se dividir os dados obtidos de pH nas mesmas duas fases delimitadas pela 13ª semana. Na primeira nota-se que estes quatro pontos de coleta apresentaram uma tendência a acompanhar o crescimento do pH existente no afluente aplicado. Outra observação foi que na maioria dos casos, seus valores eram superiores aos encontrados neste afluente que era disposto sobre suas superfícies.

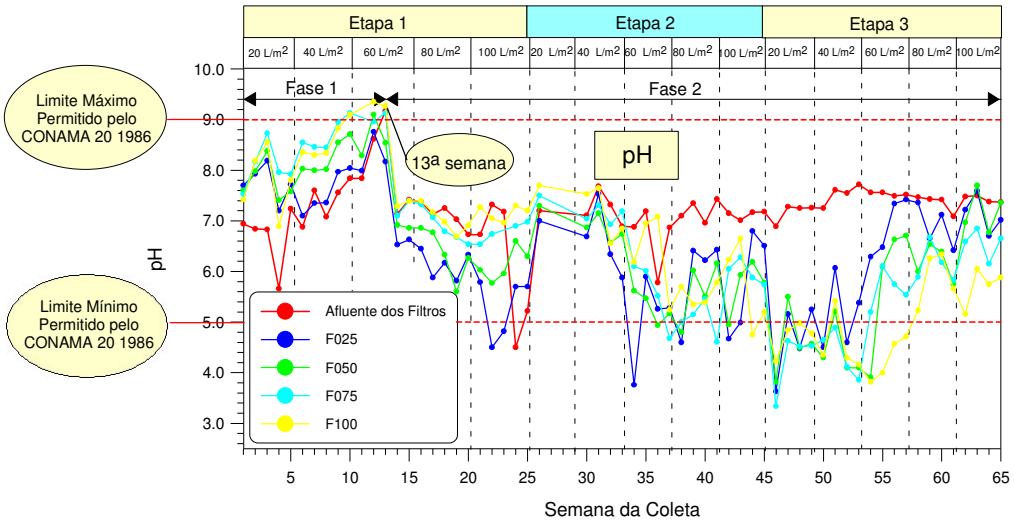

Figura 5.7: Semana da coleta em função do pH do afluente e dos efluentes dos filtros de areia

Uma explicação para este comportamento pode ser a formação de um tampão químico no leito de areia. Assim, principalmente nas primeiras aplicações do afluente que correspondeu a pequenos volumes de líquido, este tamponamento teve a capacidade de influenciar os pHs dos efluentes dos filtros de areia, levando-os a resultados bastante altos. Por exemplo, o F100 atingiu um pH de 9,1 na 13ª semana.

A atuação deste tampão químico durante estas três menores cargas foi tão efetiva que, mesmo tendo ocorrido um grande processo de nitrificação, conforme será estudado em um dos itens posteriores, observou-se este aumento no pH. Esta transformação do nitrogênio amoniacal em nitrato deveria acarretar em um acréscimo de acidez no meio, ocasionando a queda do pH.

No decorrer das aplicações de afluente anaeróbio e do aumento das cargas empregadas, este tampão químico foi sendo consumido, diminuindo sua atuação. Deste modo, a nitrificação passa a ter uma influência preponderante sobre o sistema, levando o pH a valores mais baixos. Esta característica pode ser encontrada na segunda fase, iniciada a partir da 14ª semana e estendida até o final do projeto.

Neste período, em dois momentos ocorreu uma aproximação do pH dos efluentes dos filtros de areia aos do afluente. Um delas deu-se durante a carga de 20 Lm^{-2} na segunda etapa e a outra na de 100 Lm^{-2} no decorrer da terceira etapa. O primeiro caso pode ser explicado pela influência, ainda que pequena, do tampão químico. Isto pode ser confirmado pelo fato de que os filtros com leitos mais profundos (F075 e F100) permaneceram com pHs próximos ao do afluente até a aplicação de 60 Lm^{-2} na segunda etapa, mesmo tendo gerado o maior processo de nitrificação. Aparentemente os filtros menos profundos (F025 e F050) tiveram a quebra desta interferência na aplicação de 40 Lm^{-2}. Demonstra-se assim que quanto maior o volume de areia de um filtro, maior é a sua interferência sobre o pH deste sistema de tratamento, ao menos no início de sua atividade.

No decorrer das aplicações das outras cargas, passa a existir a tendência do F025 proporcionar os maiores valores de pH entre os filtros de areia, enquanto que o F100 os menores. Este comportamento está de acordo com o processo de transformação do nitrogênio amoniacal em nitrato, que foi mais eficiente justamente no filtro mais profundo.

O segundo caso da ocorrência da aproximação do pH do afluente e dos efluentes dos filtros de areia foi observado na aplicação de 100 Lm^{-2} durante a terceira etapa. Este aumento de valores, iniciado principalmente após a aplicação de 60 Lm^{-2}, pode ser resultante da diminuição da eficiência da nitrificação, ocasionada pelo aumento das cargas empregadas, levando a um incremento da concentração de nitrogênio amoniacal.

Quando compara-se os resultados obtidos em todas estas três etapas com os limites colocados pelo CONAMA 20 de 1986, nota-se que em algumas situações o efluente gerado pelo sistema não se adequava a esta legislação. Esta não conformidade foi constatada principalmente na aplicação de 20 e 40 Lm^{-2} na terceira etapa. Em outros momentos em que não houve a adequação, na 22ª, 23ª, 24ª, 34ª e 38ª coleta, percebe-se que foram resultados de um pico esporádico de baixos valores, não constituindo um comportamento recorrente.

No entanto, vale destacar que na grande maioria das semanas analisadas o efluente gerado por este sistema esta de acordo com esta legislação, possibilitando seu descarte em um corpo hídrico ou a realização de algum tipo de reúso sem acarretar danos ao meio ambiente ou aos materiais com que tenha contato.

5.4 - Condutividade

Comparando-se os dados de condutividade do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia, por meio da Figura 5.8 constata-se que na maioria dos casos o primeiro ponto de coleta possuía valores menores que o segundo, sendo que a média de cada um deles foi de, respectivamente, 740,6 e 959,9 μScm^{-1}. Este comportamento pode ser explicado pelo tratamento do esgoto bruto ocorrido nos filtros anaeróbios, levando a um processo de mineralização de parte da matéria orgânica presente nesta água residuária. Deste modo houve um aumento da concentração de sais, acarretando no aumento da condutividade.

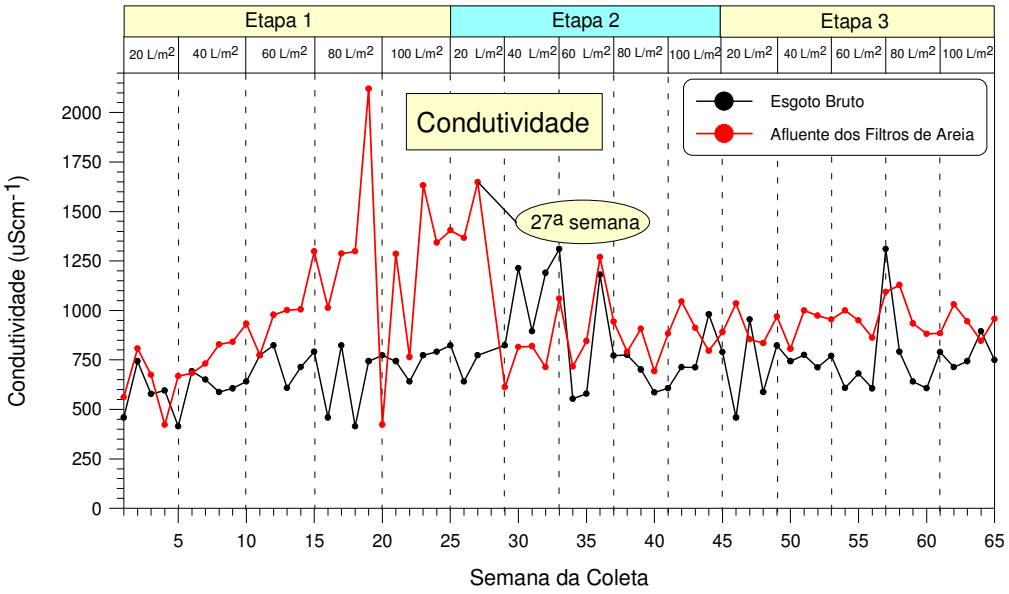

Figura 5.8: Semana da coleta em função da condutividade do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia

Quanto ao efluente dos filtros de areia, tal como ocorreu para a análise do pH, pode-se fazer uma divisão dos dados em duas fases, conforme apresentado na Figura 5.9. A primeira foi compreendida entre o início do projeto e a 27ª semana, onde existiu uma grande oscilação dos dados de condutividade de todos os pontos de coleta, não sendo possível caracterizar aquele que causava os maiores ou menores valores recorrentemente. Verifica-se também que, tal como ocorreu para o afluente, houve uma tendência de aumento da condutividade ao longo das coletas.

A partir da 27ª semana, os efluentes dos filtros de areia passam a ter uma condutividade inferior a do afluente. No entanto, não foi possível definir entre os filtros de areia aquele que apresentava os maiores e menores valores de condutividade de forma sistemática. Este desempenho esta em desacordo com o esperado, visto que a maior mineralização da matéria orgânica deveria acarretar no aumento da concentração de sais e de compostos mais degradados, que possuem condutividade superior aos constituintes orgânicos que adentravam a estrutura dos filtros de areia.

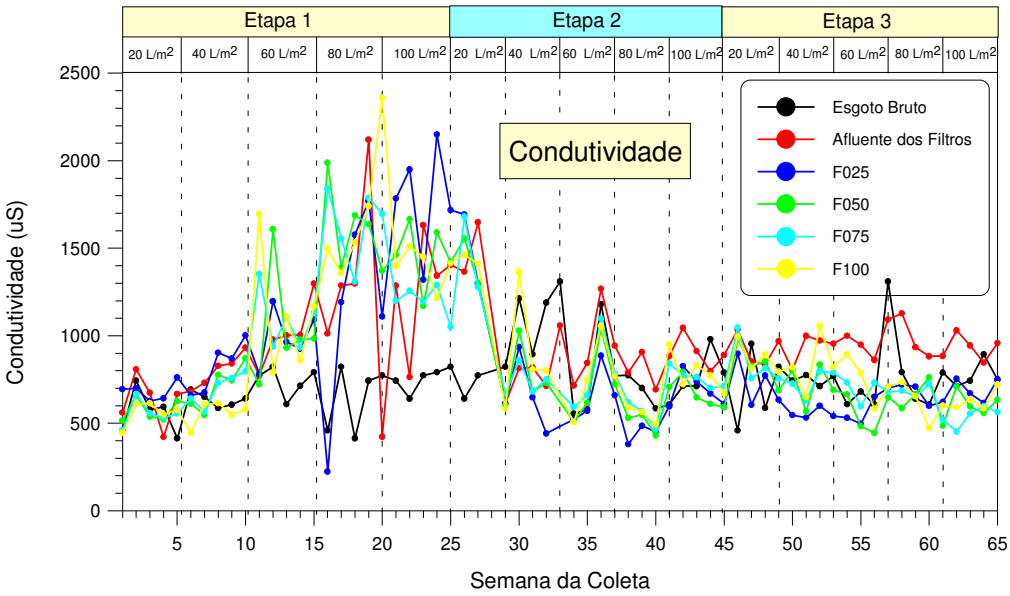

Figura 5.9: Semana da coleta em função da condutividade do afluente e efluente dos filtros de areia

Quando se faz a comparação dos dados da condutividade com os obtidos para o pH, nota-se que a partir da 33ª semana, onde fica mais claramente caracterizado que o pH do afluente apresentava valores superiores ao dos efluentes dos filtros, também passa a existir a tendência da condutividade do afluente tornar-se superior a dos efluentes.

5.5 - Oxigênio Dissolvido - OD

A Tabela 5.3 apresenta a concentração média de oxigênio dissolvido em cada uma das cargas de aplicação utilizadas nos filtros de areia, permitindo constatar que o esgoto bruto adentrava a estação de tratamento com baixos teores deste composto. A média encontrada para todo o período de estudos neste ponto de coleta foi de 2,47 mgL^{-1}. Após a passagem deste efluente líquido pelos filtros anaeróbios, houve uma redução da concentração de oxigênio em sua composição, atingindo um valor médio de

1,72 mgL^{-1}, indicando que existiu seu consumo durante o processo de degradação da matéria orgânica.

Tabela 5.3: Concentração de oxigênio dissolvido (mgL^{-1}) no esgoto bruto e no afluente e efluente dos filtros de areia

Carga (Lm^{-2})	Etapa	Esgoto Bruto	Afluente dos Filtros de Areia	F025	F050	F075	F100
20	1	2,90	1,52	9,55	9,63	9,29	8,57
40		2,86	1,70	8,71	9,61	9,04	8,70
60		3,09	1,81	7,44	6,78	7,45	7,03
80		3,06	0,94	7,11	6,56	6,95	6,70
100		1,75	1,72	7,34	7,40	7,36	6,30
20	2	2,87	2,30	7,39	7,59	7,60	6,46
40		1,41	0,94	7,16	7,46	7,50	7,46
80		3,08	1,71	8,05	8,39	8,36	8,30
100		1,50	1,40	5,71	6,70	7,80	7,80
20	3	2,22	2,01	7,81	8,05	7,58	7,75
40		3,86	2,69	7,53	7,75	7,87	7,91
60		3,39	2,14	6,81	7,59	7,58	7,65
80		2,26	1,77	5,43	6,64	6,78	6,79
100		2,79	1,48	4,93	5,48	5,93	6,14

Ao aplicar-se o efluente dos reatores anaeróbios nos filtros de areia, em todas as situações ocorreu um acréscimo na concentração de oxigênio dissolvido atingindo, na maioria dos casos, resultados superiores a 6 mgL^{-1}, valor este admissível para emissão em um corpo d´água de Classe 1, segundo o CONAMA 20 de 1986. Este desempenho garantiu que nesta variável, o efluente gerado pelo sistema poderia ter uma disposição final sem acarretar danos ao meio ambiente ou, ser empregado em alguma nova atividade.

Avaliando-se comparativamente os filtros de areia, na 1^a e 2^a etapas não foi possível definir claramente aquele que gerava constantemente um efluente com a

maior ou a menor concentração de oxigênio dissolvido. Mas, na terceira etapa tornou-se mais visível que o aumento da profundidade do leito levava a ampliação concentração deste composto. Pode-se explicar este desempenho pela formação nos leitos mais profundos de uma maior quantidade de poros que permitiam uma superfície de contato entre o ar e o líquido infiltrante superior a existentes nos filtros com menores camadas de areia. Deste modo, os maiores leitos também ofereceriam melhores condições de abrigar uma quantidade elevada de microrganismos responsáveis pela depuração do afluente aplicado.

Comprova-se esta afirmação pelo fato de que no F075 e F100, onde a oxigenação era mais efetiva, se deu de forma mais eficaz as transformações bioquímicas de mineralização da matéria orgânica, que acabam por consumir este composto. Assim, nestes casos os leitos tinham a capacidade de repor este consumo, e ainda garantir um aumento da concentração de oxigênio no efluente que deixava sua estrutura.

Nesta mesma etapa, para cada filtro de areia, tinha-se que com o aumento das cargas aplicadas, havia a diminuição da concentração de oxigênio dissolvido encontrado nos efluentes dos filtros de areia. Pode-se explicar esta performance pela maior interação ocorrida entre o líquido e o leito durante o emprego de pequenos volumes. Durante as altas cargas, o afluente infiltrava-se rapidamente e impedia um adequado contato para a oxigenação do meio. Outro agravante seria a formação de canais preferenciais para a infiltração no leito de areia, que impossibilitaria em um grau ainda maior a interação do oxigênio com o afluente.

5.6 - Turbidez

A turbidez média obtida para o esgoto bruto foi de 320,3 uT enquanto que no afluente dos filtros de areia encontrou-se 146,7 uT, perfazendo uma remoção de 54%.

Estes dois pontos de coleta possuíam uma grande variação de resultados até a 33ª semana, sendo que o primeiro teve um desvio médio de 102,3 uT e o segundo de 71,7 uT. No período seguinte, compreendido entre a 34ª coleta e a última semana de análise, a turbidez do esgoto bruto manteve esta grande alternância de resultados e o afluente dos filtros de areia apresentava uma diminuição do desvio médio indo, respectivamente, para 87,8 uT e 31,6 uT. Neste período, pode-se visualizar, pela Figura 5.10, que os reatores anaeróbios comportavam-se de uma forma mais estável, impedindo que as flutuações de turbidez do primeiro ponto de coleta chegassem até seu efluente.

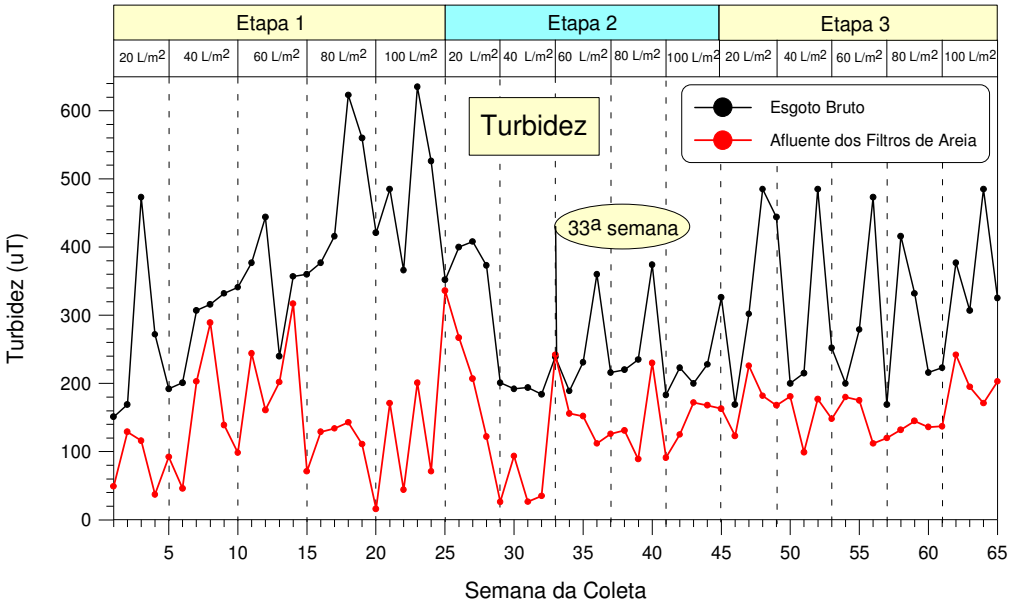

Figura 5.10: Semana da coleta em função da turbidez do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia

Quanto aos filtros de areia, por meio da Tabela 5.4 observa-se que ao analisar-se os efluentes de um mesmo filtro no decorrer da elevação das cargas aplicadas na primeira etapa existia um gradativo aumento dos valores de turbidez. No entanto, constata-se que estatisticamente o F050, F075 e F100, não tiveram variações significativas. Este comportamento estendeu-se até a aplicação de 60 Lm^{-2} na etapa 2, demonstrando a grande capacidade destes leitos em suportarem a ampliação da carga disposta sobre suas superfícies, sem acarretar no aumento de turbidez.

O F025 não seguiu esta mesma tendência, apresentando a formação de três patamares distintos de tratamento nesta etapa inicial. Em um deles estariam os valores obtidos na aplicação de 20 e 40 Lm^{-2}, no segundo aquelas encontradas para a disposição de 60 e 80 Lm^{-2} e, finalmente no último, os resultados da carga de 100 Lm^{-2}.

Na terceira etapa, todos os filtros de areia formaram no mínimo três níveis distintos de turbidez. Destacando-se que os resultados para o efluente do F050, F075 e F100 durante a aplicação de 20 e 40 Lm^{-2} não permitiam, mais uma vez, afirmar que havia diferença no tratamento propiciado por cada destes filtros nestas cargas.

Tabela 5.4: Média da turbidez (uT) nos efluentes dos filtros de areia para as cargas aplicadas [1] [2]

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025			F050			F075			F100		
20	1	1,76	a	A	0,61	a	A	0,77	a	A	0,61	a	A
40		6,33	a	A	0,98	b	A	1,35	b	A	0,70	b	A
60		13,10	a	B	3,97	b	A	3,34	b	A	1,39	b	A
80		16,24	a	B	11,01	b	A	6,47	c	A	2,25	c	A
100		29,22	a	C	11,44	b	A	9,97	b	A	1,89	c	A
20	2	2,56	a	A	1,23	a	A	0,46	a	A	0,46	a	A
40		6,55	a	A	4,05	b	A	3,69	b	A	2,51	b	A
60		19,55	a	A	10,77	b	A	7,37	bc	AB	2,92	c	A
80		29,60	a	B	22,08	b	B	16,90	c	B	11,54	d	AB
100		39,75	a	B	31,60	b	B	27,15	b	C	20,05	c	B
20	3	18,30	a	A	5,56	b	A	4,24	b	A	1,17	b	A
40		40,38	a	B	12,24	b	A	7,22	c	A	2,25	d	A
60		82,30	a	D	53,40	b	C	32,80	c	BC	17,58	d	B
80		47,50	a	BC	35,80	b	B	35,25	b	B	37,25	b	C
100		58,70	a	C	52,68	b	BC	47,78	c	C	39,75	d	C

[1] Médias seguidas pela mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Tukey 5%).
[2] Médias seguidas pela mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si em uma mesma etapa (Tukey 5%).

Ao fixar-se uma determinada carga e analisar-se o tratamento propiciado pelos diferentes leitos, nota-se que na aplicação de 20 Lm^{-2}, nas etapas 1 e 2, não foram

observadas diferenças significativas nos valores de turbidez encontrada nos efluentes dos quatro filtros de areia testados. Quando se compara o F050, F075 e F100, verifica-se esta mesma situação na aplicação de 40 e 60 Lm^{-2} na etapa 1 e na de 40 Lm^{-2} na etapa 2. Desta forma, pode-se assegurar que quando realiza-se a disposição de pequenos volumes sobre a superfície de filtros com estas profundidades de leito, o tratamento propiciado torna-se similar.

No aumento das cargas aplicadas, existiu a tendência de que cada filtro produzisse um efluente com turbidez significativamente diferente daquela encontrada nos outros três leitos, sendo que as camadas mais profundas de areia apresentavam os menores valores para esta variável.

O CONAMA 20 de 1986 exige que para a disposição de um efluente em um corpo d´água de Classe 1, a turbidez seja de no máximo 40 uT. Assim, constata-se que os filtros de areia teriam alguma inadequação a esta legislação somente na etapa 3, sendo que mais especificamente, o F025 durante a disposição das cargas superiores a 40 Lm^{-2}, o F050 na aplicação de 60 e 100 Lm^{-2} e o F075, unicamente no emprego de100 Lm^{-2}. Destaca-se que o F100 em toda as análises apresentou dados inferiores a este limite da legislação.

Ressalta-se que uma boa remoção de turbidez contribui na posterior desinfecção do efluente, visto que os sólidos em suspensão podem servir de abrigo para os microrganismos patogênicos. Desta forma, haveria um menor consumo do agente desinfetante e conseqüentemente uma diminuição nos custos do processo. Outro benefício seria o fato de que as boas características visuais de um efluente com baixa turbidez poderia facilitar sua aceitação em alguma prática de reúso.

5.7 - Demanda Bioquímica de Oxigênio - DBO

A média de DBO encontrada no esgoto bruto para o período compreendido pelas 65 análises foi de 298,9 mgL^{-1}, enquanto que no efluente dos filtros anaeróbios atingiu 150,1 mgL^{-1}, proporcionando uma diminuição de 49,8% na concentração de matéria orgânica. Este baixo valor de remoção pode ser explicado pelo pequeno tempo de detenção hidráulico adotado para estes reatores anaeróbios na pesquisa, que foi equivalente a apenas 3 horas.

A Figura 5.11 permite constatar que tanto o esgoto bruto como o efluente dos filtros anaeróbios tiveram uma grande oscilação em seus resultados durante as três etapas e, conseqüentemente, propiciaram remoções também variadas. Nos casos extremos, houve uma redução de 92,3% da DBO na 32ª coleta, mas durante a 26ª e 47ª semanas, os resultados obtidos foram praticamente semelhantes.

De modo geral, apesar da grande diminuição de DBO, as concentrações médias do efluente dos filtros anaeróbios estavam acima da legislação do Estado de São Paulo (Decreto 8.468 de 08/09/1976), que impõe o limite de 60 mgL^{-1} para a emissão em corpos hídricos. Portanto, conclui-se que há a necessidade do emprego de um pós-tratamento para estes reatores em estudo.

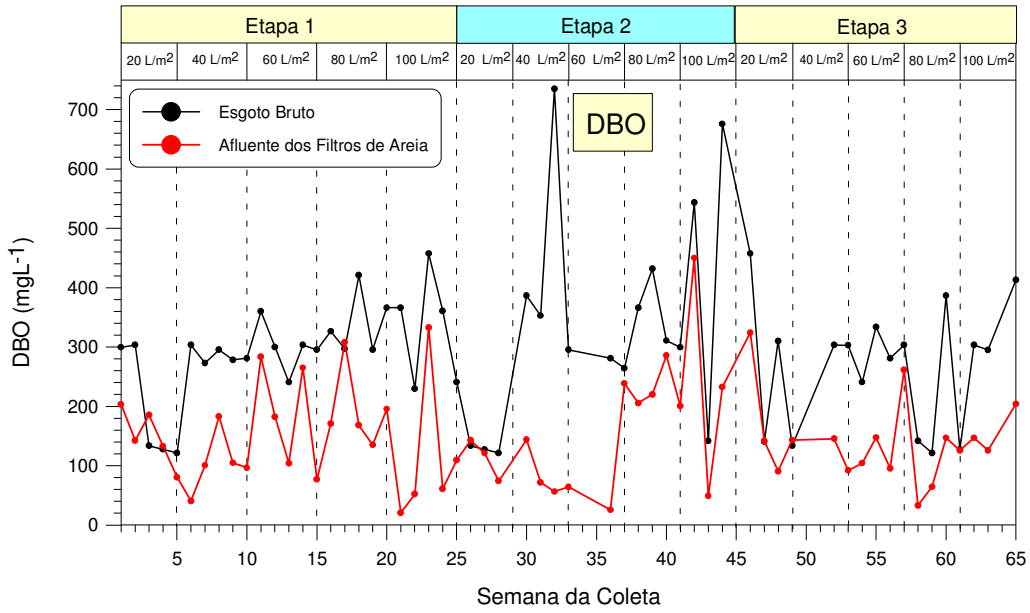

Figura 5.11: Semana da coleta em função da DBO do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia

Quanto aos filtros de areia, o F025 apresentou oito resultados dispersos ao longo das três etapas acima de 60 mgL^{-1}. O F050, F075 e F100, tiveram somente um dado de não conformidade, encontrados durante a aplicação de 100 Lm^{-2} na segunda etapa. Esta análise pode ser melhor visualizada por meio da Figura 5.12, que expressa as concentrações de DBO em cada coleta comparada com o padrão de lançamento paulista. Na média, conforme a Tabela 5.5, somente o F025 e o F050, estavam inadequados para a emissão em um corpo d´água.

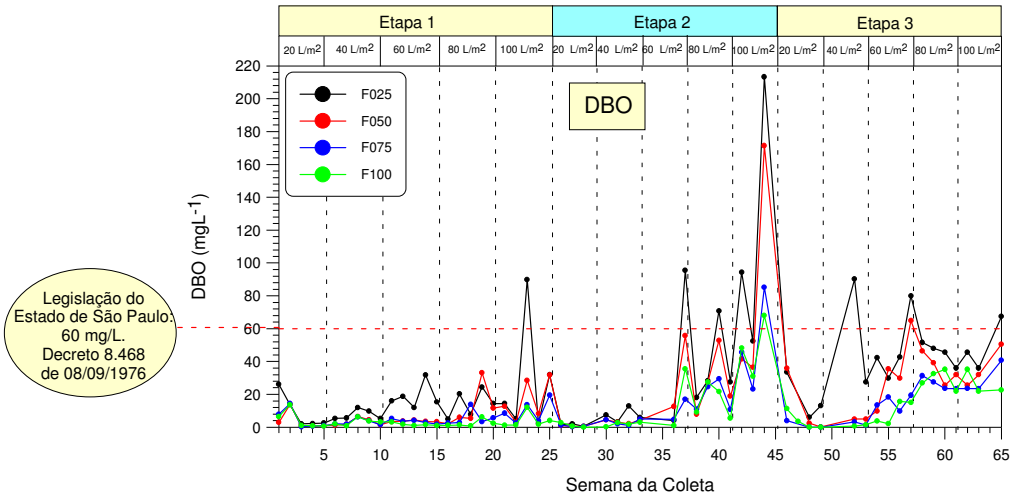

Figura 5.12: Semana da coleta em função da DBO dos efluentes dos filtros de areia

Na comparação dos quatro filtros, o F025 gerou em praticamente todas as situações o efluente com as maiores DBOs e, no extremo oposto, o F100 e o F075 alternaram naquele que propiciava os menores resultados. Estatisticamente, constata-se que na aplicação de 20 e 40 Lm^{-2} nas etapas 1 e 2, as diferentes profundidades de leito geraram tratamentos semelhantes. Desta forma, conclui-se que no emprego de pequenos volumes de afluente esta variável não pode ser considerada como um fator que influencie significativamente o tratamento gerado por este sistema.

Em praticamente toda a etapa 1 o F050, F075 e F100 não tiveram resultados expressivamente discrepantes para uma mesma carga analisada. Centrando-se a análise no F075 e F100, pode-se estender esta afirmação para todo o projeto, excluindo-se somente o conjunto de dados obtidos na aplicação de 100 Lm^{-2} na etapa 1 e na de 60 Lm^{-2} na etapa 3. Nestes casos o filtro com leito mais profundo gerou o melhor tratamento isoladamente.

Quando se avalia cada filtro de areia no decorrer do aumento das cargas aplicadas, nota-se um gradativo aumento das concentrações médias. Contudo, no F050, F075 e F100 não foram observadas diferenças significativas de seus efluentes durante todas a primeira etapa. Para o F025, até a aplicação de 80 Lm^{-2} os valores eram estatisticamente semelhantes e passavam a ser distintos somente na disposição

de 100 Lm^{-2}. Na segunda etapa, aumenta-se a estratificação para o F025 e F050, sendo que ambos passam a apresentar três patamares de tratamento. No que diz respeito ao F075 e F100, apenas o efluente coletado na carga de 100 Lm^{-2} era diferenciado de todas os valores encontrados nas outras quatro cargas dispostas. Na terceira etapa, inverte-se esta situação, sendo a concentração média obtida na disposição de 20 Lm^{-2} a única estatisticamente distinta das outras.

Esta análise permite constatar que os filtros que possuem leitos mais profundos tem a capacidade de suportarem maiores cargas de matéria orgânica sem acarretarem um aumento significativo na concentração de DBO de seus efluentes.

Tabela 5.5: Concentração de DBO (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros de areia [1] [2]

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025			F050			F075			F100		
20		9,3	a	A	3,9	a	A	4,8	a	A	4,6	a	A
40		7,6	a	A	3,1	a	A	3,1	a	A	3,2	a	A
60	1	18,8	a	A	3,6	b	A	3,5	b	A	1,7	b	A
80		14,3	a	A	11,6	b	A	5,6	b	A	2,4	b	A
100		28,7	a	B	16,9	b	A	9,6	b	A	4,1	c	A
20		1,3	a	A	0,6	a	A	0,7	a	A	1,1	a	A
40		7,3	a	A	3,4	a	AB	3,1	a	A	2,0	a	A
60	2	49,8	a	B	34,2	b	C	10,9	c	A	18,3	c	A
80		36,2	a	A	26,7	a	CB	18,9	a	A	15,9	a	A
100		120,0	a	C	83,1	b	C	51,3	b	B	49,1	b	B
20		17,5	a	A	12,8	a	A	1,3	b	A	3,7	b	A
40		58,8	a	B	4,9	b	A	2,2	b	A	1,1	b	B
60	3	48,7	a	AB	35,0	ab	BC	15,2	b	AB	9,2	c	B
80		45,3	a	B	35,8	a	C	26,5	b	B	29,1	b	B
100		49,7	a	B	36,0	b	C	29,2	c	B	26,6	c	B

[1] Médias seguidas pela mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Tukey 5%).
[2] Médias seguidas pela mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si em uma mesma etapa (Tukey 5%).

Ao defrontar-se as DBOs encontradas nos efluentes dos filtros de areia durante a aplicação de 20 e 40 Lm^{-2} na primeira e segunda etapas, observa-se que apesar de

ter ocorrido o emprego do dobro do volume, as concentrações da segunda situação foram menores que as da etapa inicial. Tal comportamento pode ser explicado pela adaptação da cultura biológica ao processo de tratamento. Assim, após terem sido submetidos a grandes cargas de afluente ao final da segunda etapa, retornou-se a aplicar pequenos volumes que obrigava os microrganismos a disputarem uma menor quantidade de nutrientes, acarretando em um melhor tratamento. Outra hipótese seria o fato de que antes da disposição de 20 Lm^{-2} na primeira etapa, ainda não existia um meio biológico adaptado ao processamento do líquido que era disposto nas superfícies dos leitos.

Uma forma de avaliar a eficiência dos filtros de areia se dá pelos resultados de remoção de matéria orgânica. Deste modo, observa-se por meio da Tabela 5.6 que na primeira etapa, todos os leitos tiveram uma diminuição da DBO superior a 75,1%, sendo que no F100, oscilou entre 96,5% e 99,1%. Para a segunda e terceira etapa, estes dados foram um pouco inferiores, mas ainda bastante significativos.

Durante aplicação das cargas de 20 e 40 Lm^{-2} nas três etapas, estes percentuais sempre estiveram acima de 90%, chegando em alguns casos a superar 99%. Ao contrário do esperado, os piores resultados se deram no emprego de 80 Lm^{-2} na terceira etapa e não na aplicação de 100 Lm^{-2}.

Tabela 5.6: Remoção percentual de DBO nos efluentes dos filtros de areia em relação ao afluente aplicado

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025	F050	F075	F100
20		93,8	97,4	96,8	96,9
40		92,8	97,1	97,0	97,0
60	1	89,7	98,0	98,1	99,1
80		92,7	94,0	97,1	98,8
100		75,1	85,4	91,6	96,5
20		98,9	99,4	99,4	99,0
40		91,3	95,9	96,3	97,7
60	2	62,3	74,1	91,8	86,2
80		84,1	88,3	91,7	93,0
100		50,8	65,9	78,9	79,9
20		90,0	92,7	99,3	97,9
40		50,5	95,8	98,1	99,1
60	3	68,0	77,0	90,0	94,0
80		51,0	61,3	71,4	68,5
100		68,7	77,4	81,6	83,3

Ao comparar-se os dados da DBO dos efluentes dos filtros de areia com os respectivos pHs, nota-se que em algumas situações o meio esteve inadequado ao bom desenvolvimento da cultura biológica. O primeiro caso ocorreu na aplicação de 20, 40 e 60 Lm^{-2} durante a etapa 1, onde o pH chegou a atingir 8,0. A segunda ocasião aconteceu no emprego desta mesmas cargas na etapa 3, em que o líquido tornou-se muito ácido, chegando a menos de 6,0. Em ambas estas circunstâncias nota-se que a DBO não foi aparentemente influenciada, tendo o sistema a capacidade de suportar estas alteração sem comprometer o tratamento.

5.7.1 - Demanda Bioquímica de Oxigênio Filtrada – DBO_F

Quanto a DBO filtrada, desde já expõe-se que não foi possível realizar as análises na primeira etapa e parte da segunda devido a limitações laboratoriais para a execução desta atividade.

No período em que foi realizada, o esgoto bruto teve uma concentração em termos da média de DBO_F de 213,9 mgL^{-1}, correspondendo a 62,0% da bruta, enquanto que o afluente dos filtros de areia 115,8 mgL^{-1}, perfazendo 70,6% da total. Os filtros anaeróbios propiciaram uma remoção da parte filtrada de 35,7% que ao ser confrontada com os resultados da DBO bruta, que foi de 49,8%, permite constatar que estes reatores foram mais eficientes na extração da parcela mais particulada da matéria orgânica. A fração dissolvida acabou por deixar sua estrutura sofrendo um menor tratamento.

No que diz respeito aos filtros de areia, os leitos de maiores profundidades propiciavam um efluente com melhor qualidade, conforme pode ser visto por meio da Tabela 5.7. Deve-se excetuar desta afirmação somente os resultados encontrados na aplicação de 60 Lm^{-2} durante a etapa 2. Deste modo, teve-se que por exemplo, na aplicação de 100 Lm^{-2} durante a terceira etapa, o F025, F050, F075 e F100 geraram, respectivamente, um efluente com as seguintes concentrações médias: 60,3 mgL^{-1}; 42,7 mgL^{-1}; 35,8 mgL^{-1} e 28,6 mgL^{-1}.

Tabela 5.7: Concentração de DBO_F (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros de areia e remoção percentual em relação ao afluente aplicado

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025		F050		F075		F100	
		DBO_F	Remoção	DBO_F	Remoção	DBO_F	Remoção	DBO_F	Remoção
60	2	5,3	90,5	24,7	55,3	20,2	63,4	22,8	58,6
80		16,4	85,1	13,0	88,2	9,8	91,1	6,2	94,4
100		60,3	74,9	42,7	82,2	35,8	85,1	28,6	88,1
20	3	1,8	97,9	0,6	99,2	0,2	99,7	0,7	99,2
40		8,4	86,1	1,7	97,1	1,4	97,7	0,3	99,5
60		33,5	65,0	21,7	77,4	7,8	91,8	7,1	92,6
80		22,6	82,6	23,1	82,2	15,9	87,8	14,9	88,5
100		25,7	74,7	21,0	79,3	17,8	82,4	13,0	87,2

Por meio desta mesma Tabela 5.7, que também apresenta as remoções em relação ao afluente, percebe-se que a ação biológica do tratamento também foi eficiente na depuração da matéria orgânica não filtrável. Assim, caso tivesse ocorrido um tratamento exclusivamente físico, haveria uma variação muito pequena na relação entre a concentração de matéria orgânica dissolvida que adentrava os filtros de areia e aquela que sairia de sua estrutura. No entanto, todos os leitos proporcionaram uma remoção desta parcela de DBO sempre superior a 55,3%. Na etapa 3, o menor resultado propiciado pelo F100 foi de 87,2%, demonstrando sua grande eficiência.

5.8 - Demanda Química de Oxigênio - DQO

No que se refere a DQO, teve-se que a média encontrada para o esgoto bruto foi de 857,4 mgL^{-1} e no efluente dos filtros anaeróbios atingiu 461,0 mgL^{-1}, propiciando uma remoção média de 46,2%. Este valor se aproximou muito do desempenho encontrado para a DBO, que foi de 49,8%.

Tal como o ocorrido para a demanda bioquímica, observa-se pela Figura 5.13 que os valores da DQO também foram muito oscilantes. Destaca-se que o esgoto bruto chegou a adentrar a estação de tratamento com concentrações altíssimas, como se deu durante a 18ª coleta, onde atingiu 1689,7 mgL^{-1}. Por outro lado, na quinta semana não superou 460,2 mgL^{-1}. O afluente dos filtros de areia repetiu esta mesma variação de resultados, estando suas DQOs em uma faixa compreendida entre 108,1 e 1030,0 mgL^{-1}.

Quando se analisa o desvio médio dos dados destes dois pontos de coleta, que foram respectivamente de 158,6 e 147,5 mgL^{-1}, constata-se que os reatores anaeróbios não tiveram a capacidade de diminuir a grande variação de valores de DQO presente no esgoto bruto.

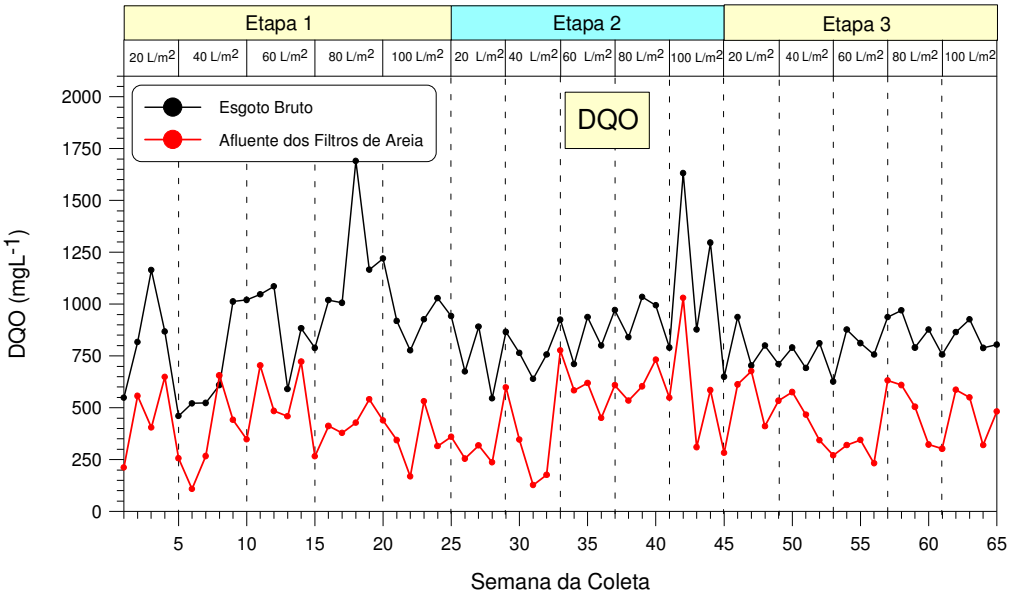

Figura 5.13: Semana da coleta em função da DQO do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia

Ao comparar-se as concentrações de DQO dos efluentes dos filtros de areia com a legislação do Estado de Alagoas (Decreto Estadual 6.200 de 01/03/1985), que impõe como limite de lançamento 150 mgL^{-1}, averigua-se por meio da Figura 5.14 que o F075 e o F100 somente a ultrapassaram em três ocasiões. Deste modo, apesar da

reconhecida restrição desta concentração, ressalta-se que estes filtros foram aptos a gerar um efluente, que na grande maioria dos casos, estaria adequado para emissão em um corpo hídrico. Por outro lado, o F025 e F050 a transgrediram em mais de 14 ocorrências, principalmente durante as etapas 2 e 3.

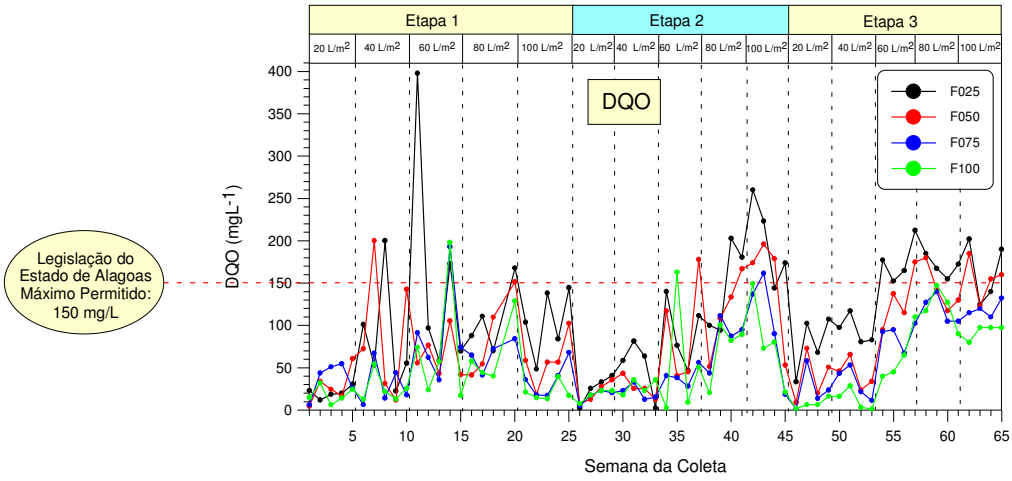

Figura 5.14: Semana da coleta em função da DQO dos efluentes dos filtros de areia

Pela análise da Tabela 5.8 percebe-se que na média, o F075 e o F100 não geraram nenhum resultado acima de 150 mgL^{-1}. O F025 e o F050 apresentaram um conjunto de sete resultados que ultrapassaram este valor, demonstrando a grande dificuldade das profundidades de leito adotadas nestes filtros propiciarem concentrações adequadas de DQO, principalmente na aplicação das maiores cargas.

Tabela 5.8: Concentração de DQO (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros de areia [1] [2]

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025			F050			F075			F100		
20		20,8	a	A	28,0	a	A	36,3	b	AB	18,3	a	A
40		86,4	a	A	91,6	b	AB	29,9	c	A	25,4	c	A
60	1	159,2	a	B	64,5	b	BC	91,3	b	B	74,0	b	B
80		109,1	a	B	89,2	b	C	65,6	b	C	67,7	c	B
100		103,7	a	C	58,5	b	BC	35,9	b	AB	21,1	c	A
20		25,4	a	A	21,0	ab	A	16,5	b	A	17,8	b	A
40		51,5	a	BC	26,7	b	A	21,0	c	A	28,0	bc	A
60	2	93,7	a	C	95,2	b	B	40,8	c	A	56,4	d	A
80		144,4	a	D	115,0	b	C	84,3	c	B	73,1	d	B
100		200,3	a	E	150,5	b	D	101,8	c	C	80,9	d	B
20		77,8	a	A	38,1	b	A	24,2	c	A	7,6	c	A
40		94,5	a	A	42,2	b	A	32,4	bc	A	12,3	c	A
60	3	176,7	a	B	130,5	b	B	89,3	c	B	64,9	d	B
80		169,8	a	B	142,3	b	BC	119,2	c	C	120,5	d	C
100		164,1	a	B	155,4	a	C	119,2	bc	C	93,0	c	D

[1] Médias seguidas pela mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Tukey 5%).
[2] Médias seguidas pela mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si em uma mesma etapa (Tukey 5%).

Quando se relacionam estes resultados médios de DQO com aqueles obtidos para a DBO, nota-se que no primeiro tipo de determinação da matéria orgânica as concentrações foram mais diferenciadas para os quatro filtros de areia, durante o emprego de uma mesma carga. Um exemplo desta característica pode ser visto ao analisar-se os dados obtidos para a disposição de 80 Lm^{-2} na etapa 2. Enquanto que a DBO de todos os efluentes dos filtros de areia tiveram concentrações estatisticamente semelhantes, a DQO era significativamente diferente em cada um deles.

No entanto, na aplicação de 100 Lm^{-2} durante a etapa 3, passou a existir uma aproximação das concentrações encontradas para os efluentes do F025 e F050, indicando que o aumento do volume empregado, leva estes filtros a terem resultados similares. Deste modo, torna-se indiferente a escolha de um destes leitos tendo em vista o melhor tratamento.

Ao analisar-se os dados de cada filtro, verifica-se que as DQOs encontradas na aplicação de 20 Lm^{-2} durante a etapa 2, foram inferiores as obtidas durante a disposição da mesma carga na etapa 1. Este comportamento foi semelhante ao encontrado na análise da DBO e, como foi discutido, pode ter sido resultante do aumento da competição dos microrganismos por alimento ou devido a inexistência de uma cultura biológica capaz de realizar o tratamento.

No que diz respeito as concentrações do efluente de um mesmo filtro de areia no decorrer do aumento das cargas aplicadas, também percebe-se a existência de uma maior diferenciação no tratamento, quando comparado aos dados de DBO. Desta forma, tem-se como um modelo que o F100 gerou efluentes na etapa 3, que possuíam apenas dois patamares significativamente diferentes para as concentrações de DBO. Em um deles estariam aquelas encontradas durante a aplicação de 20 Lm^{-2} e no outro, os valores das quatro cargas seguintes. Ou seja, poderia-se afirmar que, estatisticamente, a DBO do efluente coletado na carga de 40 Lm^{-2} era semelhante ao obtido na disposição de 100 Lm^{-2}. Por outro lado, quanto a DQO, havia a formação de um maior número de patamares de concentrações, sendo que neste mesmo caso, os efluentes possuíam quatro níveis distintos de tratamento. Somente havia semelhança entre as concentrações das cargas de 20 e 40 Lm^{-2}.

Uma característica que não foi observada na DBO, mas esteve presente nos dados da DQO, refere-se a redução da concentração para o efluente gerado na aplicação de 100 Lm^{-2} durante a etapa 1. O F050 chegou a possuir a média de 151,4 mgL^{-1} na disposição de 80 Lm^{-2} e, na seguinte, atingiu somente 58,5 mgL^{-1}. Esta diminuição pode ser explicada pelo período de parada que antecedeu a maior carga desta etapa, que levou a um consumo de matéria orgânica presente no leito de areia, acarretando na maior oxigenação do meio e, conseqüentemente, em um melhor tratamento.

5.8.1 - Demanda Química de Oxigênio Filtrada – DQO_F

No período analisado, a DQO_F do esgoto bruto foi de 395,3 mgL^{-1}, correspondendo a 45,4% do encontrado na bruta. No afluente dos filtros de areia a concentração atingiu 209,6 mgL^{-1}, sendo 45,0% da total, mostrando que os reatores anaeróbios propiciaram uma eficiência de 47,0%.

Para os filtros de areia, vê-se por meio da Tabela 5.9, que a concentração de DQO_F foi bastante baixa, com valores sempre inferiores a 150 mgL^{-1}, resultantes de um processo de degradação da matéria orgânica dissolvida. Portanto, pode-se afirmar mais uma vez, que o tratamento propiciado pelo sistema não era somente físico, mas resultante de uma ação dos microrganismos sobre os compostos presentes no efluente.

Ao confrontar-se estes dados com os obtidos para a remoção de DBO_F, constata-se que na maioria dos casos a diminuição da demanda biológica era superior a química. Tais resultados podem levar a conclusão que este sistema teve uma maior eficiência para agir sobre a parcela de matéria orgânica mais facilmente degradável. Por exemplo, o F050 removeu 97,7% da DBO_F na aplicação de 100 Lm^{-2} durante a segunda etapa e, para a DQO_F na mesma situação, o percentual foi de 39,9%.

Tabela 5.9: Concentração de DQO_F (mgL^{-1}) remoção percentual em relação ao afluente

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025		F050		F075		F100	
		DQO_F	Remoção	DQO_F	Remoção	DQO_F	Remoção	DQO_F	Remoção
20	2	32,2	54,3	28,8	59,1	26,3	62,7	28,8	59,1
40		40,7	77,8	28,0	84,7	28,0	84,7	17,8	90,3
60		23,0	92,0	72,5	74,8	13,0	95,5	10,0	96,5
80		129,6	63,4	117,0	67,0	69,8	80,3	40,0	88,7
100		147,6	39,2	146,0	39,9	136,9	43,6	79,5	67,3
20	3	59,3	82,0	27,9	91,5	17,5	94,7	13,8	95,8
40		58,6	73,5	37,4	83,1	20,4	90,8	11,5	94,8
60		143,0	34,7	85,5	61,0	46,8	78,6	45,6	79,2
80		98,0	67,0	97,4	67,2	80,5	72,9	79,9	73,1
100		141,7	36,4	111,8	49,9	98,6	55,7	77,4	65,3

5.9 - Carbono Orgânico Total - COT

Através da análise do carbono orgânico total, feita por meio da Figura 5.15, nota-se que tal como o ocorrido para a DBO e DQO, as concentrações dos dois primeiros pontos de coleta variaram ao longo das semanas. O afluente dos filtros de areia oscilou seus resultados entre 27,4 mgL^{-1} na 5ª semana e 242,1 mgL^{-1}, encontrada na 47ª semana, tendo uma média de 117,9 mgL^{-1}, enquanto que no esgoto bruto atingiu 239,7 mgL^{-1}. Estes resultados perfazem uma remoção de 50,8%, estando este valor muito próximo aos obtidos para a DBO e DQO, que atingiram respectivamente de 49,8%, e 48,2%.

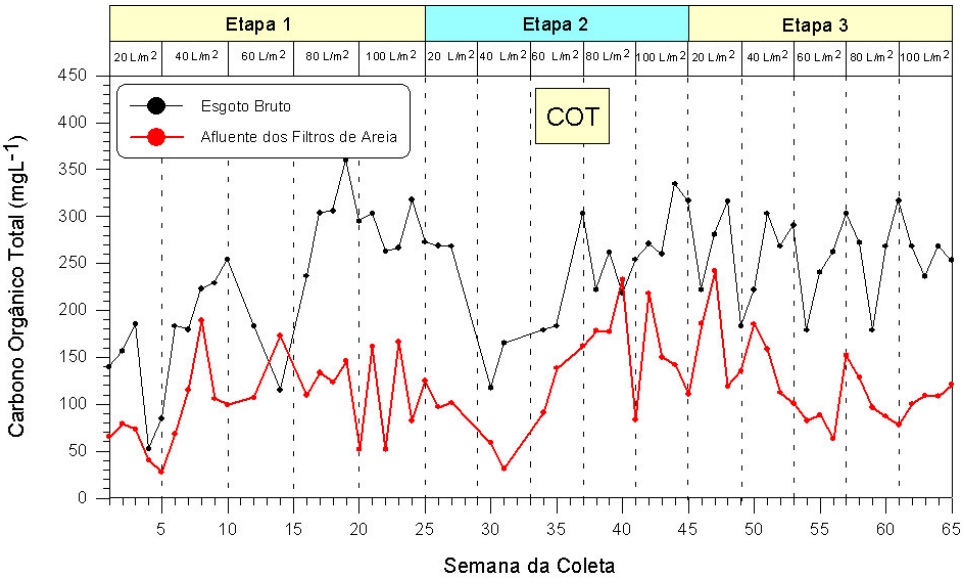

Figura 5.15: Semana da coleta em função da concentração de COT no esgoto bruto e no afluente dos filtros de areia

De forma geral, constata-se pela Tabela 5.10 que os filtros de areia apresentaram um aumento gradativo das concentrações de carbono orgânico total no decorrer do aumento das cargas aplicadas em uma mesma etapa. No entanto, estatisticamente, durante a aplicação das diferentes cargas da primeira etapa nota-se que os efluentes do F075 possuíam concentrações de COT que não se diferenciavam significativamente. Desta forma, mesmo tendo havido o emprego de um maior volume de afluente, este filtro propiciou resultados que não se distinguiam expressivamente dos encontrados na disposição de 20 Lm^{-2}. Este comportamento também foi verificado no F100 e demonstra que estes dois leitos possuíam uma grande capacidade de suportar o aumento do volume aplicado sem acarretar no acréscimo das concentrações de matéria orgânica dos efluentes. Tais resultados foram idênticos aos encontrados para a análise de DBO.

Nesta mesma situação o F025 apresentava uma ampliação dos valores de COT no decorrer do aumento das cargas, formando três patamares distintos de tratamento. Em um deles estaria a concentração encontrada na aplicação de 20 Lm^{-2},

no segundo os valores obtidos para o emprego de 40 e 60 Lm^{-2} e, finalmente, no último patamar teria-se as concentrações das duas maiores cargas aplicadas.

Nas etapas 2 e 3 houve a tendência a formação de um maior número de níveis com diferenças significativas para a concentração de carbono orgânico total, sendo que no F025, cada carga aplicada tinha correspondência com uma concentração de COT distinta das encontradas nas outras quatro aplicações. Nos filtros com leitos mais profundos, ocorreu uma menor formação destes patamares, mas eram em maiores números que os obtidos na etapa 1. Destaca-se que nestas etapas, esta análise das concentrações de COT, se assemelharam mais com as discutidas para a DQO do que as encontradas para a DBO, onde havia a formação de um menor número de patamares de concentrações para cada filtro.

Quando se faz a comparação em uma mesma carga do tratamento que cada filtro propiciou, constata-se que as distintas profundidades de leitos adotadas, também apresentavam efluentes com diferenças significativas nas concentrações. Esta propriedade pode ser vista mais claramente durante o emprego de 60, 80 e 100 Lm^{-2} na segunda etapa.

Tabela 5.10: Concentração de COT (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros de areia [1] [2]

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025			F050			F075			F100		
20		3,68	a	A	3,98	a	A	3,24	a	A	3,48	a	A
40		10,26	a	B	3,69	b	A	3,52	b	A	3,04	b	A
60	1	9,81	a	B	6,26	b	A	4,09	bc	A	3,29	c	A
80		26,70	a	C	19,46	b	B	9,82	c	A	5,33	c	A
100		31,25	a	C	18,97	b	B	12,66	c	A	3,73	d	A
20		6,69	a	A	5,29	ab	A	4,85	bc	A	3,94	c	A
40		14,50	a	B	9,83	b	A	8,01	b	A	4,16	c	AB
60	2	24,32	a	C	14,99	b	B	8,61	c	A	5,53	d	AB
80		43,47	a	D	32,24	b	C	19,32	b	B	13,91	c	B
100		70,00	a	E	52,21	b	D	44,38	c	C	37,56	d	C
20		25,69	a	A	10,27	b	A	8,55	bc	A	4,68	c	A
40		36,90	a	A	17,16	b	B	12,71	c	A	8,29	d	A
60	3	51,23	a	B	40,33	b	D	25,75	c	B	18,44	d	B
80		45,42	a	BC	36,72	b	C	32,87	b	B	31,39	c	C
100		51,39	a	C	47,68	a	E	39,44	b	C	32,50	c	C

[1] Médias seguidas pela mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Tukey 5%).
[2] Médias seguidas pela mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si em uma mesma etapa (Tukey 5%).

Tal como ocorrido na DQO, para a aplicação de 100 Lm^{-2} na etapa 3, observa-se que a concentração de carbono orgânico encontrada no F050 se aproximou daquela existente no F025, indicando que estes filtros passam a ter tratamento semelhantes nas altas cargas. Assim, pode-se afirmar que neste caso a profundidade do leito deixou de ser um fator que causasse alterações no tratamento.

Quando compara-se estes resultados do COT com os obtidos para o pH, nota-se que nos momentos onde o meio esteve distante da neutralidade o sistema manteve um adequado tratamento do afluente que era aplicado. Esta situação deu-se durante a aplicação de 20, 40 e 60 Lm^{-2} nas etapas 1 e 3, sendo a reação dos filtros de areia bastante semelhante aquela encontrada para a DBO, onde as concentrações de matéria orgânica não foram significativamente alteradas.

5.9.1 - Carbono Orgânico Total Filtrado – COT_F

Assim como o ocorrido para a DBO_F e a DQO_F, a concentração de COT_F do esgoto bruto que adentrava a estrutura dos filtros anaeróbios foi bastante reduzida. No primeiro ponto de coleta era de 122,1 mgL^{-1} enquanto que o afluente dos filtros de areia atingiu 78,6 mgL^{-1}, totalizando uma remoção de 35,6%.

Quando se compara a concentração de COT bruta com a filtrada, constata-se que a parcela dissolvida correspondeu a 48,5% no esgoto bruto e 59,0% no afluente dos filtros de areia. Estes resultados indicam uma menor eficiência na remoção da matéria orgânica dissolvida, visto que seu percentual foi aumentado em aproximadamente 11% no efluente dos reatores anaeróbio. Desta forma, conclui-se que os filtros anaeróbios foram mais capazes de remover a parcela orgânica mais particulada presente no esgoto bruto.

Mais uma vez, percebe-se pela análise dos dados de COT apresentados na Tabela 5.11, que o sistema composto pelos filtros de areia também foi eficiente na remoção do carbono orgânico total dissolvido no afluente. Tal resultado está de acordo com o ocorrido para a DBO_F e a DQO_F.

Para o COT_F, quando se analisa uma mesma carga aplicada, nota-se que os filtros que possuíam maiores profundidades de leito foram mais eficientes em reduzir as concentrações de matéria orgânica. Assim, na aplicação de 60 Lm^{-2} na etapa 3, o F025 gerou um efluente com uma concentração de 49,03 mgL^{-1}, enquanto que no F100, foi de somente 14,15 mgL^{-1}. Por outro lado para um mesmo filtro o aumento da carga aplicada levava a diminuição da eficiência do sistema, sendo este comportamento foi mais visível nos efluentes do F075 e F100.

Tabela 5.11: Concentração média de COT_F e remoção percentual em relação ao afluente aplicado

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025		F050		F075		F100	
		COT_F	Remoção	COT_F	Remoção	COT_F	Remoção	COT_F	Remoção
20	2	11,32	84,0	10,29	85,4	9,59	86,4	8,28	88,3
40		17,33	74,8	13,12	80,9	10,53	84,7	9,02	86,9
80		47,43	45,3	38,33	55,8	24,87	71,3	13,77	84,1
100		24,41	67,6	21,91	70,9	24,81	67,1	34,58	54,1
20	3	15,83	85,7	10,28	90,7	9,59	91,3	5,88	94,7
40		23,86	63,1	10,38	83,9	8,24	87,3	5,96	90,8
60		49,03	36,8	37,38	51,8	13,91	82,1	14,15	81,8
80		30,35	62,8	29,86	63,4	24,53	69,9	24,75	69,6
100		35,47	42,3	33,16	46,0	27,59	55,1	21,96	64,3

Observando os dados de remoção de COT_F nos efluentes dos diferentes filtros, comprova-se que o sistema possuía uma cultura biológica que agia de modo eficaz sobre a matéria orgânica dissolvida, indo além de um tratamento meramente físico. Ressalta-se que no caso do F100, houve uma diminuição de 94,7%, durante a aplicação de 20 Lm^{-2} na etapa 3.

5.10 - Sólidos Suspensos

A concentração média de sólidos suspensos totais no esgoto bruto foi de 385,8 mgL^{-1}, composto por 16,5% de fixos e 83,5% de voláteis. No afluente dos filtros de areia, foi de 143,75 mgL^{-1}, sendo de 16,1% de SSF e 83,9% SSV. Pode-se fazer uma confrontação destes resultados com aqueles obtidos para a relação DQO_F/DQO_{bruta} e DBO_F/DBO_{bruta}, que também não apresentaram diferenças significativas entre os percentuais obtidos para os dois pontos de coleta em estudo. No que diz respeito a DQO, esta razão para o esgoto bruto foi de 45,4% e para o afluente dos filtros de areia, 45%. Deste modo, conclui-se que os reatores anaeróbios atuaram de forma

semelhante tanto na matéria orgânica de fácil degradação como naquela de mais difícil decomposição pelos microrganismos.

Quando compara-se as concentrações destes dois pontos de coleta, constata-se que os filtros anaeróbios proporcionaram uma remoção de 61,2% do SST, valor este um pouco inferior aos resultados encontrados na literatura, que afirma ser este sistema capaz de diminuí-la em um faixa compreendida entre 70 e 80% (COSTA COUTO; 1993).

Para o tratamento propiciado pelos filtros de areia, verifica-se por meio da Tabela 5.12 que no conjunto das etapas, em três ocasiões o efluente do F025 superou a legislação de Minas Gerais. Este estado não permite a emissão de uma água residuária que contenha uma média de concentração de sólidos suspensos acima de 60 mgL^{-1}. O F050 e o F075 geraram resultados inadequados em uma única situação, observada na aplicação de 60 Lm^{-2} na etapa 3. O F100 em nenhuma ocasião extrapolou tal limite, apresentando uma média máxima de somente 34,9 mgL^{-1}, dada na disposição de 80 Lm^{-2} na última etapa.

Quando confronta-se os dados de remoção dos sólidos suspensos, que em sua grande parte é constituído por matéria orgânica, com aqueles encontrados para a DBO, nota-se que foram bastante semelhantes ao longo do período experimental, demonstrando a grande correlação entre estas duas variáveis.

Tabela 5.12: Concentração de sólidos suspensos totais (mgL^{-1}) no efluente dos filtros de areia e remoção percentual em relação ao afluente

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025		F050		F075		F100	
		SST	Remoção	SST	Remoção	SST	Remoção	SST	Remoção
20	1	3,2	97,2	4,2	96,4	3,2	97,2	8,8	92,4
60		34,0	82,9	17,3	91,3	19,3	90,3	17,0	91,4
80		25,5	80,3	15,0	88,4	10,0	92,3	5,8	95,6
100		32,0	73,6	16,8	86,1	15,9	86,9	4,7	96,1
20	2	17,1	87,4	5,9	95,7	4,1	97,0	3,5	97,4
40		9,5	84,9	5,4	91,4	9,6	84,7	5,0	92,0
60		16,2	91,1	10,6	94,1	13,7	92,4	7,7	95,7
80		47,6	71,8	29,7	82,3	28,3	83,2	9,9	94,2
100		77,8	71,7	30,1	89,0	19,1	93,0	11,2	95,9
20	3	51,7	64,0	13,7	90,5	15,2	89,4	11,5	92,0
40		38,4	71,8	19,4	85,8	13,6	90,0	8,0	94,2
60		123,6	31,1	79,6	55,6	68,2	62,0	19,9	88,9
80		61,7	45,2	27,8	75,3	38,2	66,1	34,9	69,0
100		59,7	64,7	37,7	77,7	30,4	82,0	26,6	84,3

Na Tabela 5.13 estão apresentados os dados percentuais de sólidos fixos e voláteis para os efluentes dos filtros de areia. Quando se faz a comparação destes dados com a razão encontrada para o afluente aplicado, composto por 16,5% de SSF e 83,5 de SSV, constata-se que na grande maioria dos casos houve um aumento do percentual de sólidos fixos. Desta forma, pode-se concluir que o sistema foi mais eficiente na remoção dos sólidos voláteis ou seja, aqueles de fácil degradação. Esta matéria, pode ter sido transformada em compostos inorgânicos que se somaram a parcela que adentrava os leitos de areia e não eram retidos por meio da filtração ou de um tratamento biológico.

Tabela 5.13: Relação percentual entre os sólidos suspensos fixos e voláteis no efluente dos filtros de areia

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025		F050		F075		F100	
		SSF	SSV	SSF	SSV	SSF	SSV	SSF	SSV
20	1	25,0	75,0	47,6	52,4	12,5	87,5	20,5	79,5
60		14,2	85,8	23,2	76,8	20,8	79,2	25,0	75,0
80		27,6	72,4	15,7	84,3	43,9	56,1	39,1	60,9
100		20,6	79,4	11,9	88,1	40,5	59,5	30,4	69,6
20	2	31,6	68,4	40,4	59,6	12,1	87,9	17,9	82,1
40		22,4	77,6	32,6	67,4	61,0	39,0	15,0	85,0
60		27,9	72,1	20,5	79,5	30,2	69,8	26,9	73,1
80		7,1	92,9	19,0	81,0	34,1	65,9	1,1	98,9
100		9,6	90,4	27,9	72,1	25,5	74,5	19,3	80,7
20	3	48,0	52,0	85,6	14,4	25,0	75,0	10,7	89,3
40		55,3	44,7	32,5	67,5	65,2	34,8	2,9	97,1
60		47,5	52,5	51,5	48,5	16,4	83,6	13,4	86,6
80		10,3	89,7	20,8	79,2	22,4	77,6	26,4	73,6
100		12,7	87,3	9,9	90,1	15,7	84,3	15,0	85,0

5.11 - Compostos Nitrogenados

A análise da Figura 5.16 demonstra que o esgoto bruto que chegava a estação de tratamento era constituído essencialmente por nitrogênio orgânico e amoniacal. As concentrações médias destes compostos para o período experimental foram de 46,3 mgL^{-1} e 22,6 mgL^{-1}, respectivamente. Na maioria das coletas estudadas o composto preponderante era o nitrogênio orgânico, alternando altas e baixas concentrações, sendo seu ponto máximo igual a 103,5 mgL^{-1} e o mínimo de 6,7 mgL^{-1}. Os resultados obtidos para o nitrogênio amoniacal foram menos oscilantes e compreendidos entre 9,3 mgL^{-1} e 46,9 mgL^{-1}.

O nitrato e o nitrito estavam muito diluídos no esgoto bruto, não atingindo na maior parte dos casos valores detectáveis pela técnica empregada. A média da concentração do primeiro composto era de 0,8 mgL^{-1} e a de nitrito 0,3 mgL^{-1}. Desta forma, constata-se que adentrava a estação de tratamento uma água residuária cuja somatória para os compostos nitrogenados era de 68,6 mgL^{-1}, sendo 65,6% de nitrogênio orgânico e 32,9% de amoniacal.

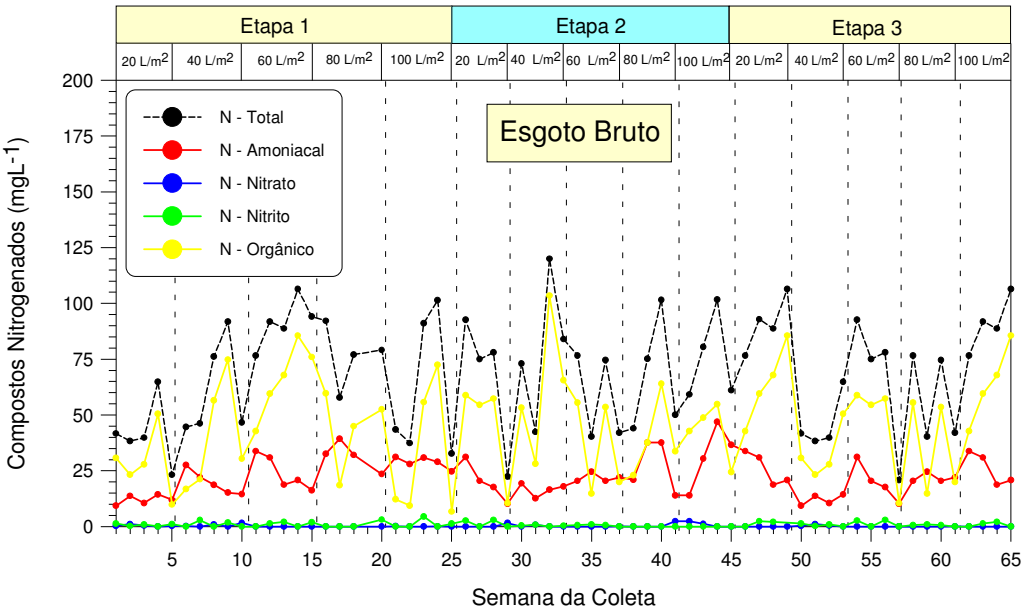

Figura 5.16: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no esgoto bruto

Quanto ao afluente aplicado nos filtros de areia, observa-se pela Figura 5.17 a existência de uma concentração superior de nitrogênio amoniacal, suplantando na maioria das situações os valores encontrados para o nitrogênio orgânico. Na média, o primeiro composto atingiu 47,8 mgL^{-1} e o segundo 32,5 mgL^{-1}. Mais uma vez, as concentrações de nitrito e nitrato foram baixas, não excedendo a média de 1,0 mgL^{-1}.

O efluente que deixava os reatores anaeróbios possuía aproximadamente 39,2% de nitrogênio orgânico e 59,0% de amoniacal, sendo estes valores muito diferentes daqueles encontrados para o esgoto bruto. Esta comparação demonstra que apesar do ambiente anaeróbio presente nos filtros de bambu, existiram os processos

degradativos iniciais, com a transformação de uma parcela do nitrogênio orgânico em amoniacal. No entanto, ressalta-se que não existiu praticamente nenhum processo de nitrificação, devido a pouca quantidade de oxigênio presente no meio.

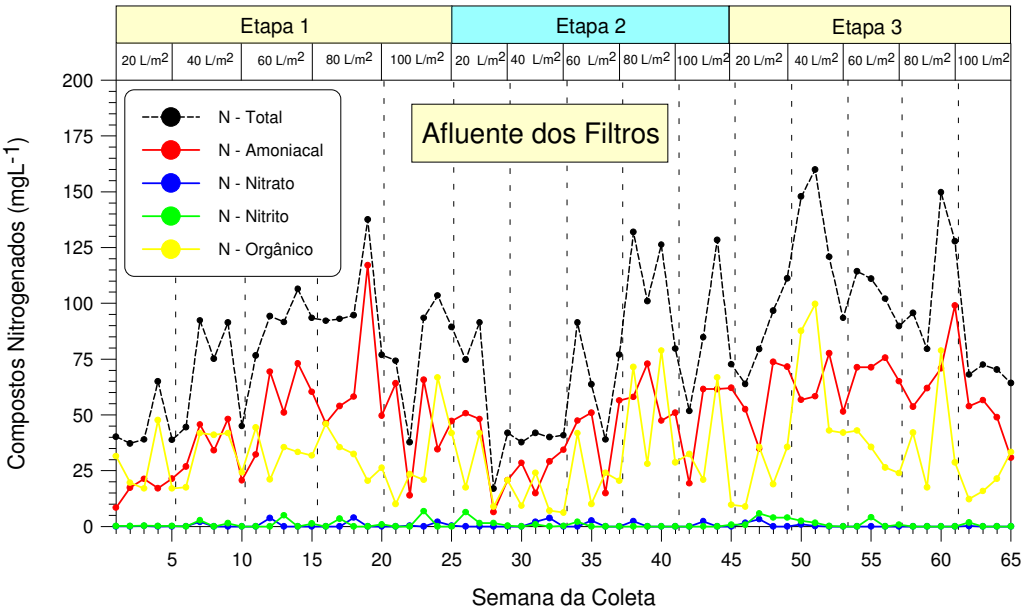

Figura 5.17: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no afluente dos filtros de areia

Após a aplicação do efluente dos reatores anaeróbios sobre as superfícies dos filtros de areia aconteceram alterações nas concentrações dos diversos compostos nitrogenados. Comprova-se esta afirmação por meio da análise da Figura 5.18, a qual permite constatar que se deu no F025 uma substancial transformação do nitrogênio orgânico e amoniacal, principalmente, em nitrato.

Na primeira etapa, os maiores valores de nitrogênio amoniacal foram achados durante a aplicação de 80 Lm^{-2}, chegando na 19ª semana a atingir 22,3 mgL^{-1}. Nota-se que na carga de 100 Lm^{-2} as concentrações deste composto foram inferiores, não superando 11,1 mgL^{-1}. Este comportamento repetiu-se em todos os filtros de areia e uma possível explicação para esta ocorrência seria o rearranjo dos leitos de areia proporcionado pelo período de parada que antecedeu a aplicação de 100 Lm^2.

Ao comparar-se as curvas correspondentes as concentrações de nitrogênio total e nitrato, verifica-se que ambas estiveram bastante próximas durante esta etapa, quase que sobrepondo-se uma sobre a outra. Quanto ao nitrogênio orgânico, o mesmo esteve muito próximo ao limite de detecção da técnica empregada, demonstrando uma degradação quase completa da matéria orgânica presente no afluente.

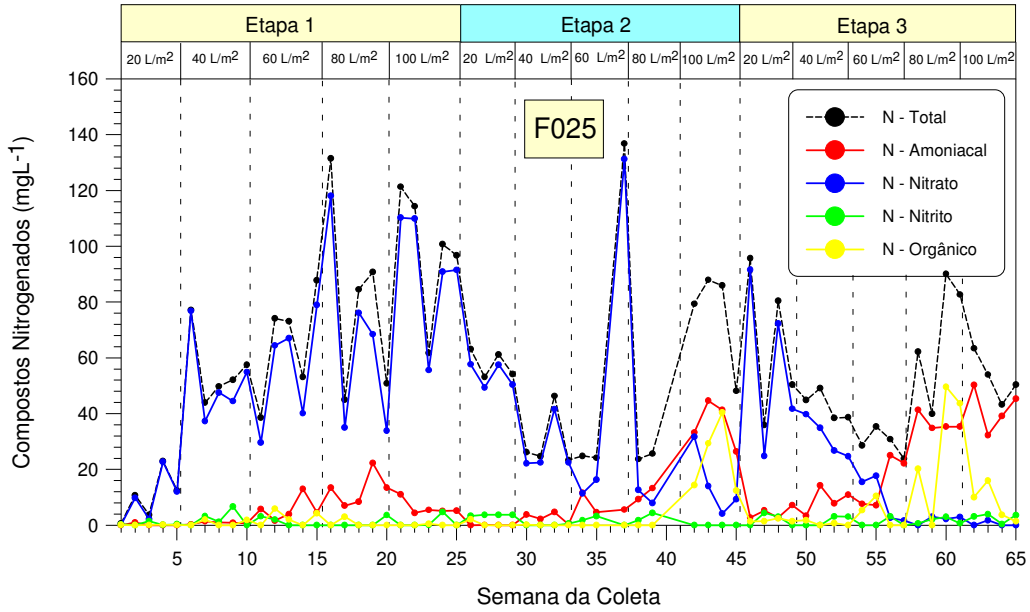

Figura 5.18: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no efluente do filtro F025

Na segunda etapa, sucederam-se resultados ligeiramente diferenciados. Durante a aplicação de 20, 40 e 60 Lm^{-2}, tal como se deu durante a etapa 1, existiu um grande processo de nitrificação, fazendo as concentrações de nitrogênio amoniacal e orgânico se manterem em níveis mais baixos, não superando 10,0 mgL^{-1}. A partir da aplicação de 80 Lm^{-2}, conforme pode ser constatado pela análise da Tabela 5.14, houve um aumento nos valores destes compostos, ultrapassando a média obtida para o nitrato. Na carga de 100 Lm^{-2} a concentração de nitrogênio amoniacal chegou a 36,4 mgL^{-1} e o orgânico a 24,2 mgL^{-1} enquanto que a de nitrato não excedeu 14,8 mgL^{-1}.

Esta propriedade mostra a ocorrência de uma nitrificação apenas parcial, indicando que o sistema atingia seu limite para proporcionar esta reação bioquímica.

Também acrescenta-se que devido ao aumento da concentração de nitrogênio orgânico, presume-se que tenha existido a formação de canais preferenciais, que impediam o adequado contato do afluente com os microrganismos.

Tabela 5.14: Média da concentração dos compostos nitrogenados (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros F025 e F050 nas diferentes cargas de aplicação

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025					F050				
		N_{org}	NH_4^+	NO_2^-	NO_3^-	N_{Total}	N_{org}	NH_4^+	NO_2^-	NO_3^-	N_{Total}
20	1	0,1	0,2	0,4	9,4	10,1	0,1	n.d.	0,3	11,0	11,4
40		0,8	0,9	2,3	52,2	56,1	n.d.	0,1	1,4	54,2	55,7
60		2,5	5,8	1,0	56,1	65,3	0,4	0,8	1,7	54,0	56,9
80		0,6	12,9	0,7	66,3	80,5	n.d.	6,6	n.d.	73,4	79,9
100		0,1	6,3	1,0	91,6	98,9	0,2	2,9	0,6	79,5	83,1
20	2	0,5	n.d.	3,6	53,7	57,9	n.d.	n.d.	0,9	53,6	54,5
40		0,1	2,8	0,1	27,2	30,1	0,4	1,2	0,5	32,8	34,9
60		n.d.	7,3	1,7	53,0	61,9	n.d.	2,9	1,2	37,1	41,1
80		n.d.	11,3	3,1	10,3	24,7	0,9	8,7	3,8	27,4	40,7
100		24,2	36,4	n.d.	14,8	75,4	15,3	49,7	n.d.	40,4	105,4
20	3	1,7	4,5	1,9	57,6	65,6	1,0	1,5	n.d.	71,2	73,6
40		0,6	9,1	1,5	31,5	42,8	0,3	5,0	0,6	54,0	59,8
60		4,0	15,5	0,8	9,4	29,7	4,4	5,0	n.d.	17,2	26,6
80		28,4	36,7	1,6	2,0	68,8	6,0	21,0	2,3	16,3	45,5
100		7,8	41,8	2,8	0,5	52,8	19,9	22,3	2,8	2,3	47,3

n.d. – Não detectado pela técnica empregada na análise.

Na terceira etapa o aumento da concentração de nitrogênio amoniacal iniciou-se na aplicação de 60 Lm^{-2}, onde atingiu a média de 15,5 mgL^{-1}. Nesta mesma carga o nitrato chegou a 1,7 mgL^{-1}, durante a 57ª semana de coleta e na disposição de 80 e 100 Lm^{-2} as concentrações passam a ter níveis não detectáveis pela técnica empregada em sua análise, igualando-se a de nitrito. Por outro lado houve um grande aumento do nitrogênio orgânico, levando a conclusão que nestas duas situações, ocorreu a quase inexistência da nitrificação, sendo que no máximo, pode-se afirmar

que este filtro foi capaz de realizar uma transformação parcial do nitrogênio orgânico em amoniacal.

Quanto ao F050, nota-se por meio da Figura 5.19 que este filtro apresentou na primeira etapa um processo também acentuado de nitrificação. A concentração de nitrogênio amoniacal, no decorrer das aplicações de 80 e 100 Lm^{-2} foi inferior a encontrada para o efluente do F025, alcançando um máximo de 15,5 mgL^{-1}. No emprego da maior carga desta etapa, as concentrações deste composto foram reduzidas, não ultrapassando 6,2 mgL^{-1}.

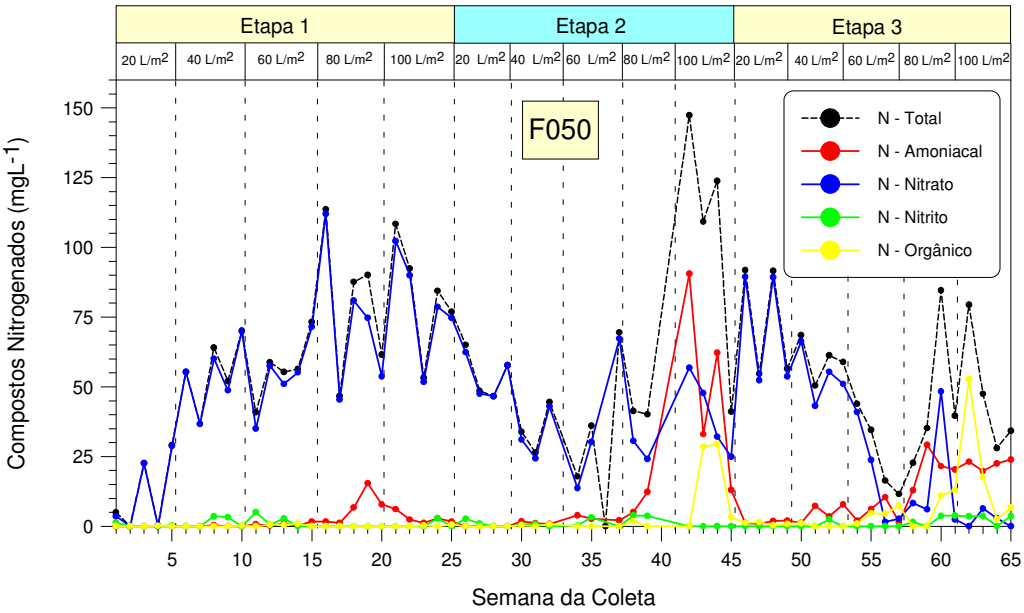

Figura 5.19: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no efluente do filtro F050

Na segunda etapa, ao comparar-se os resultados do F025 e F050 durante o emprego de 100 Lm^{-2}, nota-se pela Tabela 5.14 que a concentração média de nitrogênio amoniacal foi superior no segundo filtro, enquanto que o nitrogênio orgânico teve maiores valores no efluente do F025. Desta forma, apesar de ter havido uma diminuição do processo de conversão destes compostos menos degradados, o F050 apresentou como diferencial a capacidade de transformar uma maior quantidade de nitrogênio orgânico em amoniacal. No restante das situações estudadas nesta etapa, o

F050 possuía concentrações de nitrogênio amoniacal ou orgânico inferiores as verificadas no filtro de menor profundidade de leito.

A análise da Figura 5.19 permite constatar que nesta carga de 100 Lm^{-2}, existiu um grande salto na concentração de nitrogênio total, chegando a 147,3 mgL^{-1} na 44ª semana. Este pico de altos valores pode ter sido resultante de uma espécie de lavagem dos compostos nitrogenados, que acabou por eliminar a parcela que estava adsorvida no leito de areia.

Para a terceira etapa, o F050 também apresentou um decréscimo na formação de nitrato e um aumento dos valores de nitrogênio amoniacal e orgânico, principalmente a partir da aplicação de 80 Lm^{-2}. Tal como o ocorrido no F025, as concentrações de nitrato estiveram próximas ao limite de detecção da técnica empregada, sendo que sua média durante a disposição de 100 Lm^{-2} foi igual a 2,3 mgL^{-1}.

No que se refere ao F075, durante a etapa inicial existiu um processo ainda mais vigoroso de nitrificação, quando comparado aos filtros anteriormente estudados. A concentração de nitrogênio amoniacal nunca superou 6,2 mgL^{-1}, mesmo no emprego de 80 e 100 Lm^{-2}. Deste modo, conforme exposto na Figura 5.20, até a aplicação de 60 Lm^{-2} na segunda etapa, as curvas correspondentes ao nitrogênio total e nitrato praticamente sobrepunham-se.

A partir da carga de 80 Lm^{-2} existiu um aumento da presença de nitrogênio amoniacal, acompanhado de um salto na concentração de nitrogênio orgânico, que na 44ª semana alcançou 45,9 mgL^{-1}. Na aplicação de 100 Lm^{-2}, de acordo com o exposto na Tabela 5.15, a média para estes compostos foi de 36,0 mgL^{-1} e 20,9 mgL^{-1} respectivamente, não excedendo a de nitrato, que chegou a 42,8 mgL^{-1}. Tais valores demonstram que apesar da existência de uma diminuição do processo de nitrificação, a mesma ainda foi superior a encontrada no F025 e F050.

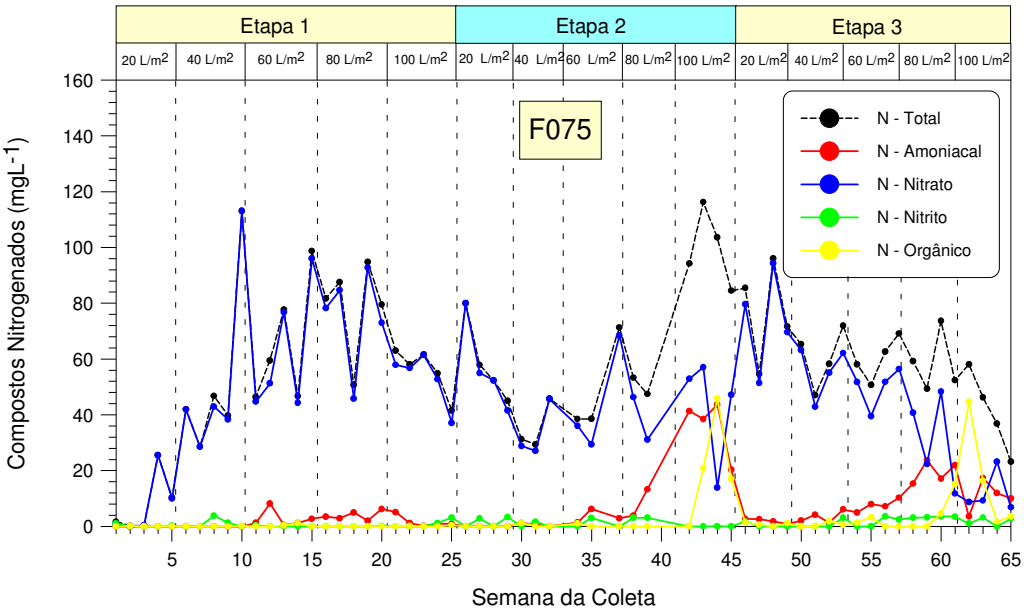

Figura 5.20: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no efluente do filtro F075

Na terceira etapa, durante a aplicação de 80 e 100 Lm^{-2}, existiu um decréscimo da concentração de nitrato, aproximando-a daquela obtida para o nitrogênio amoniacal enquanto que o nitrogênio orgânico apresentava um pico de 44,7 mgL^{-1}, ocorrido na 62ª coleta. A média de concentração verificada para estes compostos na maior carga foi de 12,0 mgL^{-1}; 10,7 mgL^{-1} e 16,6 mgL^{-1}, respectivamente. Constata-se também que mesmo neste caso, o nitrato nunca chegou a nulidade, demonstrando que a nitrificação ainda estava presente. Este comportamento distinguiu-se do ocorrido nos filtros mais rasos, que tinham nesta situação valores que se aproximaram da mínima detecção da técnica utilizada.

Tabela 5.15: Média da concentração dos compostos nitrogenados (mgL^{-1}) nos efluentes dos filtros F075 e F100 nas diferentes cargas de aplicação

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F075					F100				
		N_{org}	NH_4^+	NO_2^-	NO_3^-	N_{Total}	N_{org}	NH_4^+	NO_2^-	NO_3^-	N_{Total}
20	1	0,1	n.d.	0,3	7,3	7,6	0,1	n.d.	0,2	13,6	13,9
40		n.d.	n.d.	1,0	53,0	54,0	n.d.	n.d.	1,5	49,7	51,2
60		0,3	2,8	0,1	62,6	65,8	0,1	n.d.	1,2	53,6	54,6
80		n.d.	3,9	n.d.	74,9	78,9	n.d.	1,9	0,9	88,5	91,3
100		0,1	1,6	0,9	53,2	55,8	1,0	0,2	1,2	61,3	63,8
20	2	n.d.	n.d.	1,6	57,2	58,8	n.d.	0,1	2,6	62,0	64,7
40		0,4	0,6	0,6	33,9	26,6	n.d.	0,2	0,6	38,3	29,4
60		0,4	3,5	1,0	44,6	37,1	n.d.	1,9	1,7	42,7	34,7
80		n.d.	8,6	3,1	38,7	25,2	n.d.	13,2	1,5	31,8	23,2
100		20,9	36,0	n.d.	42,8	99,7	9,2	30,2	0,7	40,2	80,2
20	3	0,8	2,0	0,5	73,7	76,9	0,5	2,5	n.d.	75,9	78,9
40		0,6	3,4	0,8	55,9	60,7	0,7	1,9	0,6	75,2	78,4
60		1,2	7,6	1,5	49,9	60,2	0,1	5,8	0,9	56,6	47,8
80		5,0	19,5	3,4	30,8	58,7	4,6	19,4	2,3	25,9	52,2
100		16,6	10,7	1,7	12,0	41,1	5,0	14,9	2,8	24,0	46,6

n.d. – Não detectado pela técnica empregada na análise.

O F100 teve uma performance muito similar a do F075 e pela Figura 5.21, vê-se que também gerou uma grande transformação dos compostos menos degradados do nitrogênio em nitrato, até a aplicação de 60 Lm^{-2} na segunda etapa. O grande diferencial foi que suas concentrações foram inferiores, devido a uma maior nitrificação que levou o efluente do F100 a possuir uma maior quantidade de nitrato. Mesmo quando se comparam os resultados para a aplicação da maior carga da terceira etapa, o nitrato, cuja concentração média era de 24,0 mgL^{-1}, suplantava o nitrogênio amoniacal e orgânico, que possuíam 14,9 mgL^{-1} e 5,0 mgL^{-1}, respectivamente.

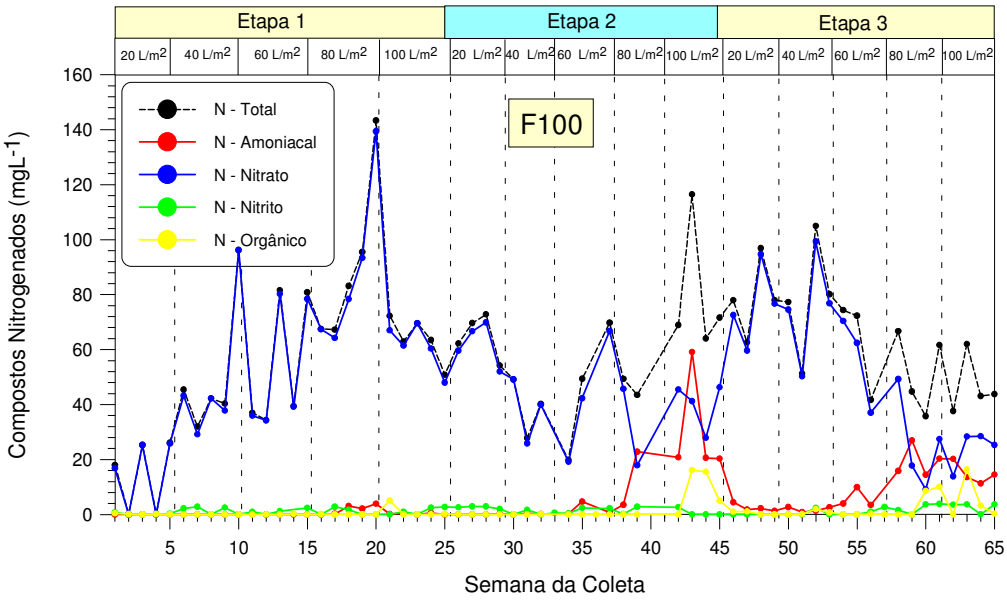

Figura 5.21: Semana da coleta em função da concentração dos compostos nitrogenados no efluente do filtro F100

Uma característica comum verificada em todos os quatro filtros de areia deu-se na disposição de 20 Lm^{-2} durante a primeira etapa. Neste período existiu a geração de efluentes com baixas concentrações de nitrogênio total, apesar de ter ocorrido a entrada de um afluente similar aos dos outros períodos de aplicação. Este comportamento pode ter sido ocasionado pela pequena carga empregada, a menor de todo o projeto, somada ao fato dos filtros não terem até aquela época sofrido a disposição do afluente anaeróbio. Portanto, houve a possibilidade de uma maior retenção física dos compostos nitrogenados pelo leito, principalmente por meio de troca iônica na superfície da areia, impedindo sua saída conjuntamente com o efluente.

Cita-se como exemplo o F025, que durante a disposição desta carga teve a entrada de um afluente com 44,1 mgL^{-1} de nitrogênio total. No efluente que deixava o filtro, sua concentração média era de 10,1 mgL^{-1} ou seja, houve a retenção de aproximadamente 34,0 mgL^{-1}.

Outro ponto bastante similar em todos os filtros foi a melhoria dos resultados durante a aplicação de 100 Lm^{-2} na primeira etapa. Esta propriedade, conforme foi

discutida durante a explanação sobre o filtro F025, pode ser resultante da parada das atividades que antecedeu esta carga, levando ao consumo da matéria presente nos interstícios do leito. Deste modo teve-se uma melhor agregação e oxigenação do meio, acarretando na ampliação da nitrificação.

Os picos de concentração de nitrogênio orgânico observados principalmente nos dados do F025, F050 e F075 possivelmente foram causados pelo pequeno tempo de permanência do efluente no interior do filtro de areia. Assim, o contato dos microrganismos responsáveis pela amonificação e nitrificação com o afluente aplicado foi muito reduzido, impedindo a sua adequada ação degradadora. Outra hipótese que agravaria ainda mais esta situação seria o desenvolvimento de canais preferenciais no interior do leito. Verifica-se que o F100, possuidor da camada mais profunda de areia, apresentou menores concentrações de nitrogênio orgânico, possivelmente ocasionado pela menor vulnerabilidade a constituição destes canais.

Quando se leva em consideração a legislação dos Estado da Paraíba e Rio Grande do Sul, que estabelecem como padrão de lançamento em termos de nitrogênio total a concentração de 10 mgL^{-1}, nota-se que os filtros de areia, não possuiriam uma efluente adequado em praticamente nenhuma situação. No entanto, deve-se ressaltar que este sistema foi capaz de cumprir um importante papel, desempenhando, em grande medida, a nitrificação. Deste modo, existiria a necessidade de realizar um tratamento do efluente deste sistema, buscando aplicar a desnitrificação ou seja, a transformação do nitrato em N_2.

5.12 – Fósforo Total

No que diz respeito ao fósforo, por meio da Figura 5.22 nota-se que suas concentrações no esgoto bruto tiveram uma amplitude de variação muito grande

durante o período estudado. Como exemplo, na 46ª semana chegou a 31,8 mgL^{-1} e na 8ª semana, atingiu um mínimo de 1,0 mgL^{-1}.

Na média, neste ponto de coleta havia 15,1 mgL^{-1} de fósforo, enquanto que no afluente dos filtros de areia atingia 11,8 mgL^{-1}, demonstrando que os reatores anaeróbios possuíam uma eficiência na remoção deste composto de 21,7% e, apesar desta diminuição, este resultado está acima de 1 mgL^{-1}. Este valor corresponde ao limite máximo estabelecido pelos estados que possuem uma legislação específica para a emissão de fósforo em corpos hídricos, que são Paraíba e Rio Grande do Sul. Desta forma, constata-se que existe a necessidade de um pós-tratamento para o efluente dos filtros anaeróbios, para sua adequação ao padrão de lançamento.

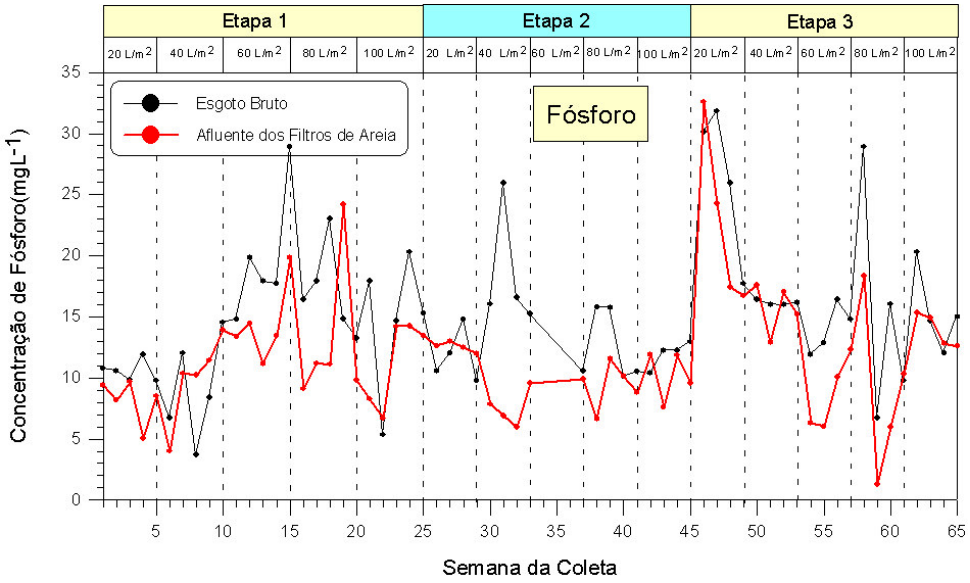

Figura 5.22: Semana da coleta em função da concentração de fósforo no esgoto bruto e no afluente dos filtros de areia

Após a aplicação do afluente anaeróbio sobre a superfície dos leitos de areia, percebe-se, por meio da Tabela 5.16, que o tratamento propiciado pelos filtros foi diferenciado. Na primeira etapa, pode-se dividi-los em basicamente dois grupos que possuíam comportamentos significativamente distintos. Em um deles estaria o F025,

que excetuando-se somente o período de aplicação de 20 Lm^{-2}, apresentou em todas as outras situações as maiores concentrações de fósforo.

No outro agrupamento de dados estariam reunidos os outros três filtros de areia, que tiveram resultados semelhantes estaticamente para seus efluentes na aplicação de uma mesma carga, dificultando uma caracterização daquele que gerava o melhor tratamento. Na média, suas concentrações oscilaram entre 0,1 e 1,0 mgL^{-1}. Deste modo, no emprego destes volumes de afluente torna-se indiferente a escolha de uma destas profundidades, tendo-se em vista o melhor processamento do afluente.

Salienta-se que em todo este período inicial, os resultados médios encontrados para o F050, F075 e F100, não apresentaram nenhum valor que estivesse acima de 1 mgL^{-1}, limite da legislação de alguns estados, citados anteriormente. No outro extremo, o F025 teria gerado um efluente inadequado durante a aplicação de 60, 80 e 100 Lm^{-2}.

Mais uma vez, na disposição de 100 Lm^{-2}, todos os filtros de areia apresentaram uma melhora nos resultados. A explicação para este acontecimento, como foi citado para os compostos nitrogenados, pode ter sido o período de parada que antecedeu esta carga, assim o rearranjo do leito de areia melhorou o processo de retenção de fósforo.

Tabela 5.16: Concentração média de fósforo (mgL^{-1}) no efluente dos filtros de areia [1] [2]

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025			F050			F075			F100		
20		0,3	a	A	0,2	a	A	0,1	a	A	0,2	a	A
40		0,5	a	AB	0,1	b	A	0,1	b	A	0,1	b	A
60	1	4,3	a	CD	0,3	b	A	0,1	b	A	0,1	b	A
80		3,6	a	D	1,0	b	A	0,5	c	A	0,2	c	A
100		1,9	a	BC	0,6	b	A	0,4	b	A	0,1	b	A
20		0,3	a	A	0,1	a	A	0,1	a	A	n.d.	a	A
40		1,4	a	AB	0,3	b	A	0,7	a	A	0,1	b	A
60	2	1,8	a	B	0,9	b	A	0,8	b	A	n.d.	c	A
80		4,3	a	C	4,2	b	B	3,0	a	B	1,5	c	AB
100		7,6	a	D	3,7	b	B	3,7	c	B	2,2	d	B
20		3,1	a	A	1,5	b	A	1,0	b	A	0,3	c	A
40		5,9	a	B	2,2	b	A	1,7	c	A	1,3	c	A
60	3	8,0	a	C	4,4	b	B	3,6	c	B	3,0	d	B
80		5,8	a	B	7,3	b	B	5,9	c	B	4,8	c	B
100		10,8	a	D	8,4	b	C	9,8	b	C	6,5	c	C

[1] Médias seguidas pela mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Tukey 5%).
[2] Médias seguidas pela mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si em uma mesma etapa (Tukey 5%).
n.d. – Não detectado pela técnica empregada.

Durante a segunda e a terceira etapa, o F025 apresentava o mesmo comportamento encontrado para a primeira, enquanto que o F100 consolidou-se como o filtro que gerava as menores concentrações de fósforo, principalmente durante o emprego de 60, 80 e 100 Lm^{-2}. Nestes casos, os valores encontrados diferiam significativamente daqueles obtidos para os outros três filtros de areia.

Quando se analisa o tratamento propiciado por cada filtro de areia no decorrer do aumento das cargas de aplicação, percebe-se que o F050, F075 e F100 geraram resultados que não foram estatisticamente diferentes até o emprego de 60 Lm^{-2}, na segunda etapa. Por outro lado, o F025 apresentava em cada carga uma concentração de fósforo que era diferenciada daquela encontradas nas outras aplicações. Assim,

teve-se que os três filtros com leitos mais profundos possuíam uma maior capacidade para suportar um aumento da quantidade de fósforo aplicada sem acarretar no acréscimo da concentração deste composto no efluente.

Na terceira etapa o F025 manteve este mesmo comportamento enquanto que o F050, F075 e F100 apresentaram três patamares distintos para a concentração de fósforo. No primeiro estariam as cargas de 20 e 40 Lm^{-2}, com resultados similares, no segundo as de 60 e 80 Lm^{-2} e finalmente no último encontrariam-se os dados médios da disposição de 100 Lm^{-2}. Deste modo, torna-se mais claro que o aumento do volume aplicado nos filtros com leitos mais profundos levava a uma maior estratificação das concentrações de seus efluentes.

Este desempenho está de acordo com o esperado, visto que a grande cultura biológica de microrganismos que possivelmente formou-se nos leitos mais profundos, acabou por consumir uma maior quantidade de fósforo em seu metabolismo, impedindo sua saída conjuntamente com o efluente. Soma-se a isto o fato destes mesmos filtros possuírem um maior volume de areia e conseqüentemente uma grande possibilidade de conter maiores concentrações de ferro, alumínio e cálcio, que associados ao fósforo formam compostos insolúveis, facilmente retidos nos interstícios.

Ao comparar-se os dados obtidos na etapa 2 e 3, nota-se que na grande maioria das situações o F025 teria gerado um efluente inadequado, chegando a atingir a concentração média de 10,8 mgL^{-1} na aplicação de 100 Lm^{-2} na etapa 3 e somente esteve abaixo de 1 mgL^{-1} durante disposição de 20 Lm^{-2} na etapa 2. Os outros três filtros tiveram o mesmo comportamento a partir da aplicação de 80 Lm^{-2} na etapa 2. Deste modo, demonstra-se que quando ocorre a disposição de grandes volumes de afluente, este sistema teria dificuldade em adequá-lo a legislação.

Quando analisa-se os dados da remoção de fósforo por meio da Tabela 5.17 constata-se que foram sempre acima de 70,0% durante a primeira etapa, sendo que no F100, nunca foi inferior a 97,3%. Na segunda etapa, os resultados foram mais reduzidos, atingindo um mínimo de 25,7% para o F025, enquanto que o F100, em sua

pior situação, apresentou 78,1% de redução. Na terceira etapa, chegou-se a uma remoção de somente 8,1% no F025. Neste caso o F100 teve como sua menor remoção o valor de 46,1%, demonstrando que quanto maior a profundidade de leito, melhor era o tratamento proporcionado.

Tabela 5.17: Remoção percentual de fósforo nos efluentes dos filtros de areia em relação ao afluente aplicado

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025	F050	F075	F100
20		96,6	97,6	98,3	97,3
40		95,3	99,1	99,1	99,5
60	1	70,0	98,2	99,5	99,6
80		72,1	92,6	96,3	98,7
100		83,3	95,0	96,2	98,7
20		98,0	99,2	99,2	99,6
40		81,0	95,5	90,1	98,8
60	2	81,5	90,9	91,5	99,8
80		54,2	55,1	67,6	84,2
100		25,7	64,3	64,3	78,1
20		86,5	93,6	95,5	98,8
40		62,2	85,7	89,2	91,6
60	3	8,1	48,7	58,9	65,2
80		35,1	18,2	34,5	46,1
100		22,1	39,4	29,7	53,7

5.13 - Coliformes Totais e *Escherichia Coli*

Por meio das Figuras 5.23 e 5.24 percebe-se que o esgoto bruto e o afluente dos filtros de areia apresentaram resultados muito próximos para as concentrações de coliformes totais e *Escherichia Coli*. Observa-se que em algumas ocasiões aconteceu o

oposto do comportamento esperado para estes dois agrupamentos de microrganismos ou seja, a água residuária que chegava a estação de tratamento possuía valores inferiores ao do efluente que deixava os reatores anaeróbios.

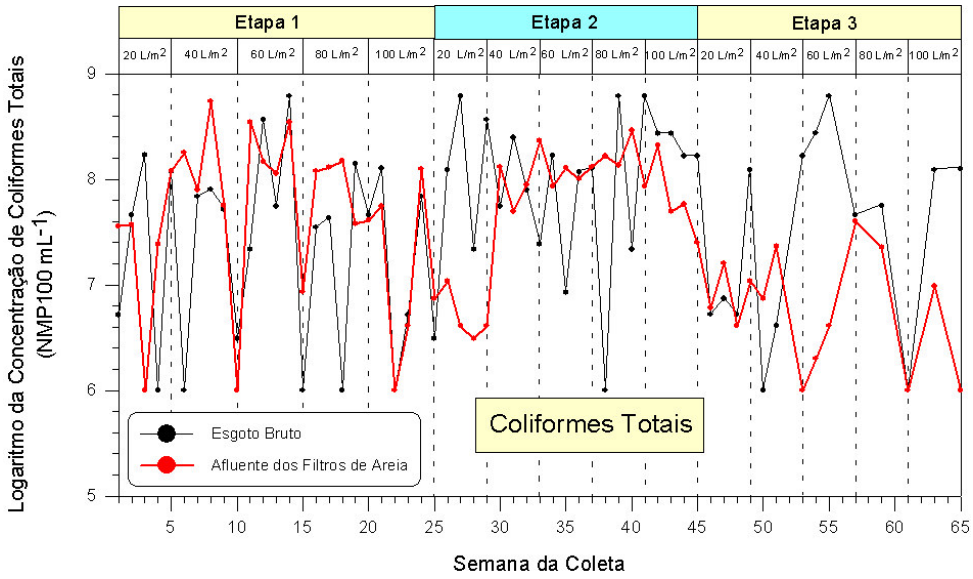

Figura 5.23: Semana da coleta em função do logaritmo da concentração de coliformes totais do esgoto bruto e do afluente dos filtros de areia

A concentração de coliformes totais nestes dois pontos de coleta variou entre os patamares de 10^6 e 10^9 NMP100 mL^{-1}, enquanto que para a *Escherichia coli* encontrou-se resultados situados em uma faixa inferior, oscilando entre 10^6 e 10^8 NMP100 mL^{-1}. Estes valores demonstram que os filtros anaeróbios empregados não foram eficazes em diminuir a concentração destes microrganismos a valores inferiores a legislação, necessitando que exista um sistema de desinfecção.

Ressalta-se desde já que o Rio Grande do Sul é o único estado que impõe limites para a emissão de efluente quanto a coliformes fecais (Portaria 05/1989 SSMA). O máximo permitido por esta legislação estadual é de $3x10^3$ NMP100 mL^{-1}.

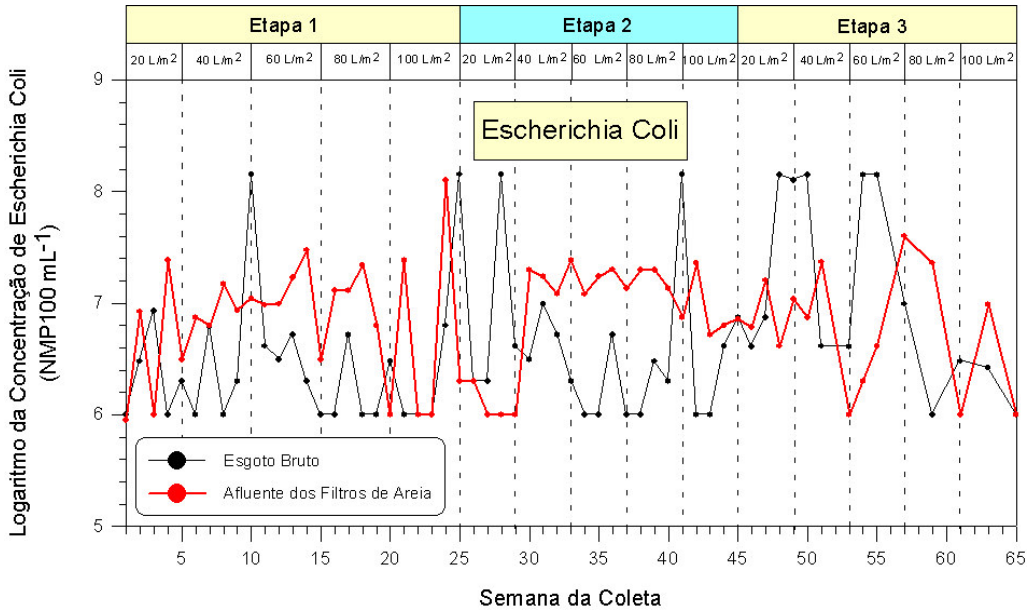

Figura 5.24: Semana da coleta em função do logaritmo da concentração de *Escherichia coli* no esgoto bruto e no afluente dos filtros de areia

No que se refere ao efluente que deixava os filtros de areia, nota-se pelas Figuras 5.25 e 5.26 que os resultados obtidos foram diferenciados, de acordo com a profundidade dos leitos adotados e da carga em estudo. Desta forma, percebe-se por meio da Tabela 5.18 que durante a aplicação de 20, 40 e 60 Lm^{-2} nas três etapas, cada filtro propiciava efluentes que possuíam concentrações diferenciadas estatisticamente. Somente quando se empregou 80 e 100 Lm^{-2} nas etapas 2 e 3 o F025 e F050 geraram tratamentos semelhantes, indicando que seria indiferente a escolha de uma das profundidade de areia adotada nestes filtros. Destaca-se que o F100, em todas as situações, apresentava as menores concentrações de coliformes totais.

Na primeira etapa, verificou-se que o F025 oscilou sua remoção de coliformes totais dentro de uma faixa mais estreita de resultados indo, na escala logarítmica, de 2,3 a 1,5 unidade. O F100 na pior situação avaliada, ainda proporcionou uma excelente remoção natural deste grupo de microrganismos, reduzindo em 4,2 unidades a concentração. No melhor caso, dado na disposição de 20 Lm^{-2}, a redução foi de 6,6 unidades, levando a concentração média de 54 NMP100 mL^{-1}.

Este comportamento acabou por provocar no F100 e F075, nas diferentes cargas aplicadas nesta etapa, no mínimo quatro níveis distintos de concentrações. Na mesma situação, o F025 possuía apenas dois patamares, em que os valores encontrados para os efluentes nas aplicações superiores a 40 Lm^{-2} eram semelhantes estatisticamente.

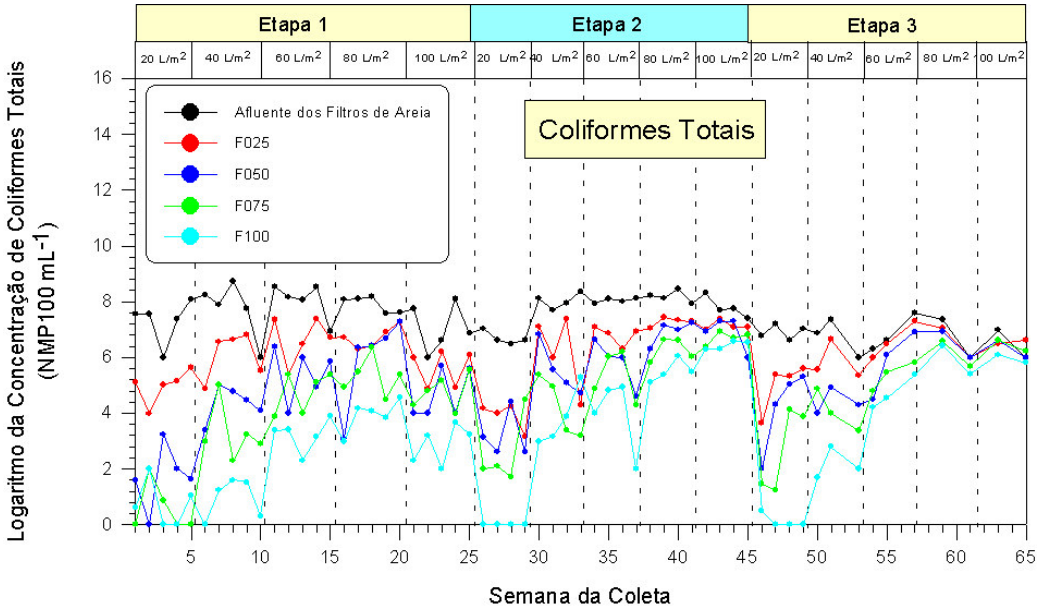

Figura 5.25: Semana da coleta em função do logaritmo da concentração de coliformes totais dos efluentes dos filtros de areia

Nas etapas 2 e 3, repetiu-se este mesmo comportamento, existindo como distinção o fato de que, principalmente, nas aplicações das cargas de 80 e 100 Lm^{-2} a diferença de concentrações dos efluentes dos filtros de areia em relação ao afluente aplicado, era menor que a encontrada para a etapa 1. Assim, como exemplo teve-se que o F100, na disposição de 100 Lm^{-2} na etapa 1 gerou uma remoção de 4,2 unidades logarítmicas. Nesta mesma carga, na etapa 3, a remoção natural foi de somente 0,54 unidades.

Na aplicação de 100 Lm^{-2}, durante a terceira etapa, constata-se que o F025, F050 e F075 geraram efluentes que não possuíam diferenças significativas para suas concentrações. Assim no emprego de grandes volumes de afluente a profundidade de

leito não foi um fator determinante para a remoção destes grupamentos de microrganismos. Ressalta-se que esta característica pode ter sido agravada pela formação dos canais preferenciais que teriam impedido um adequado tratamento e também a filtração do afluente que era aplicado sobre os filtros de areia.

Tabela 5.18: Concentração médias de coliformes totais (NMP100 mL^{-1}) para cada carga de aplicação [1] [2]

Carga (Lm^{-2})	Etapa	F025			F050			F075			F100		
20		$9,6x10^4$	a	A	$4,9x10^1$	b	A	**3,7**	c	A	**5,4**	d	A
40		$1,2x10^6$	a	B	$2,2x10^4$	b	BC	$2,0x10^3$	c	B	8,5	d	A
60	1	$4,7x10^6$	a	B	$2,7x10^5$	b	C	$5,7x10^4$	c	C	$1,7x10^3$	d	B
80		$5,3x10^6$	a	B	$9,3x10^5$	a	D	$2,1x10^5$	b	D	$8,5x10^3$	c	C
100		$4,2x10^5$	a	B	$4,6x10^4$	b	B	$5,8x10^4$	c	C	$7,6x10^2$	d	BC
20		$7,9x10^3$	a	A	$1,6x10^3$	b	A	$3,8x10^2$	c	A	**1,0**	d	A
40		$1,6x10^6$	a	B	$3,5x10^5$	b	B	$1,7x10^4$	c	B	$6,8x10^3$	d	B
60	2	$6,3x10^6$	a	B	$6,6x10^5$	b	C	$2,3x10^5$	c	C	$8,7x10^3$	d	C
80		$1,9x10^7$	a	B	$8,3x10^6$	a	D	$1,9x10^6$	b	D	$3,2x10^5$	c	D
100		$1,4x10^7$	a	B	$7,6x10^6$	a	D	$5,1x10^6$	b	D	$2,7x10^6$	c	E
20		$9,7x10^4$	a	A	$1,5x10^4$	b	A	$4,7x10^2$	c	A	**1,3**	d	A
40		$7,3x10^5$	a	AB	$2,6x10^4$	b	A	$1,2x10^4$	c	B	$1,5x10^2$	d	B
60	3	$3,9x10^6$	a	C	$6,8x10^5$	b	B	$2,3x10^5$	c	C	$5,2x10^4$	d	C
80		$3,3x10^6$	a	BC	$2,9x10^6$	a	B	$1,4x10^6$	b	D	$8,2x10^5$	b	D
100		$3,6x10^6$	a	BC	$2,0x10^6$	a	B	$2,7x10^6$	a	D	$9,0x10^5$	b	D

[1] Médias seguidas pela mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Tukey 5%).
[2] Médias seguidas pela mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si em uma mesma etapa (Tukey 5%).

Um comportamento similar encontrado para a variação dos resultados para estes microrganismos e para a análise dos nutrientes e matéria orgânica refere-se a redução das concentrações na aplicação de 100 Lm^{-2} durante a primeira etapa. Como já foi descrito, este desempenho pode ser explicada pelo período de parada que antecedeu a última carga desta etapa. Assim, constata-se que o rearranjo do leito de areia também beneficiou a remoção natural de coliformes totais e *Escherichia Coli*.

Tendo em vista a legislação do Estado do Rio Grande do Sul, percebe-se pela Figura 5.26, que o F100 a cumpriria em quase todas as situações estudadas na etapa 1. Nas outras ocasiões, isto somente ocorreu na aplicação de 20 e 40 Lm^{-2}. Por outro lado, o filtro de menor profundidade de leito a transgrediria em praticamente todos os casos. Destaca-se que apesar da grande quantidade de resultados inadequados a este padrão de lançamento, a remoção natural destes microrganismos proporcionada pelos filtros de areia poderia minimizar o uso de um agente desinfetante. Deste modo, teria-se a diminuição de forma considerável do gasto envolvido na realização desta atividade.

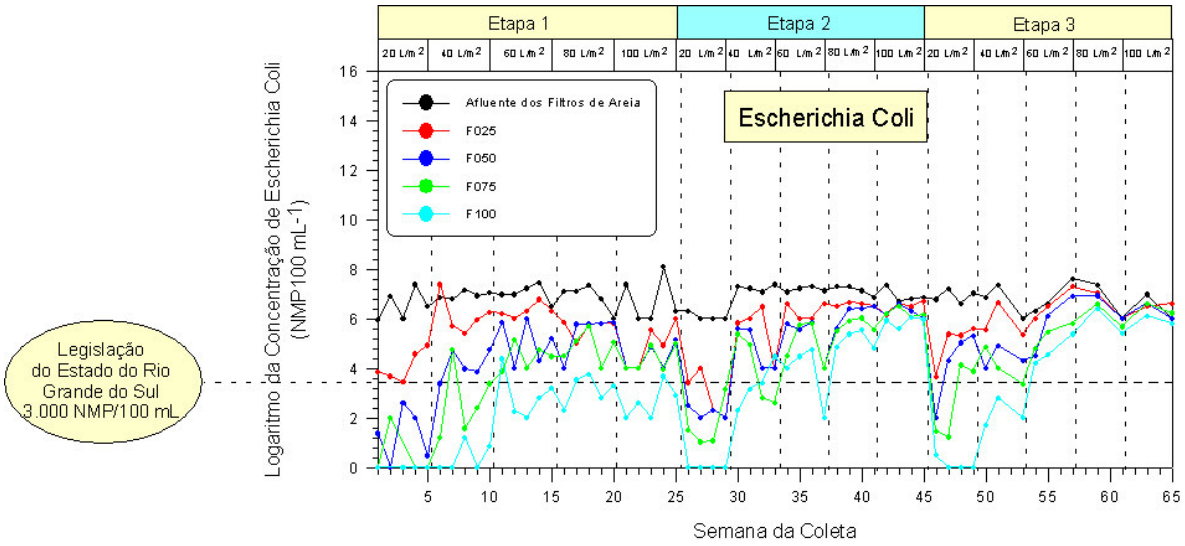

Figura 5.26: Semana da coleta em função do logaritmo da concentração de *Escherichia coli* dos efluentes dos filtros de areia

Outra forma de análise dos dados seria a comparação entre as cargas da diferentes etapas que totalizam uma taxa diária semelhante. Em um caso modelo, teria-se que o volume total da carga de 80 Lm^{-2} aplicada uma única vez ao dia durante a primeira etapa, corresponderia ao do emprego de 40 Lm^{-2} na segunda etapa, onde foi feita a disposição em dois momentos distintos.

Desta forma, constata-se pela Tabela 5.19, que ao realiza-se a divisão de uma mesma taxa, os resultados são em praticamente todas as situações estudadas

melhores que aqueles encontrados para a aplicação de todo o volume em uma única vez. Por exemplo ao dispor-se 60 Lm^{-2} na etapa 1, a concentração de *Escherichia coli* do efluente do F025 foi de $2,1x10^6$ NMP100 mL^{-1}, enquanto que no emprego de 20 Lm^{-2} na etapa 3 aconteceu uma diminuição, atingindo $9,7x10^4$ NMP100 mL^{-1}.

Tabela 5.19: Relação entre as cargas que nas diferentes etapas correspondem a taxas diária semelhantes

Filtro	Carga	Etapa	Concentração Média (NMP100 mL^{-1})		Carga	Etapa	Concentração Média (NMP100 mL^{-1})	
			C. Total	E. Coli			C. Total	E. Coli
F025	40	1	$1,2X10^6$	$1,4X10^6$	20	2	$7,9X10^3$	$8,6X10^2$
	80	1	$5,3X10^6$	$4,5X10^5$	40	2	$1,6X10^6$	$3,8X10^5$
	60	2	$6,3X10^6$	$2,0X10^6$	40	3	$3,7X10^6$	$7,3X10^5$
	60	1	$4,7X10^6$	$2,1X10^6$	20	3	$3,1X10^5$	$9,7X10^4$
F050	40	1	$2,2X10^4$	$1,4X10^4$	20	2	$1,6X10^3$	$1,6X10^2$
	80	1	$9,3X10^5$	$2,8X10^5$	40	2	$3,5X10^5$	$6,1X10^4$
	60	2	$6,6X10^5$	$2,0X10^5$	40	3	$2,1X10^5$	$2,6X10^4$
	60	1	$2,7X10^5$	$1,2X10^5$	20	3	$1,1X10^5$	$1,5X10^4$
F075	40	1	$2,0X10^3$	$4,6X10^2$	20	2	$3,8X10^2$	$4,9X10^1$
	80	1	$2,1X10^5$	$7,4X10^4$	40	2	$1,7X10^4$	$8,7X10^3$
	60	2	$2,3X10^5$	$1,0X10^5$	40	3	$3,7X10^4$	$1,2X10^4$
	60	1	$5,7X10^4$	$2,8X10^4$	20	3	$1,0X10^4$	$4,7X10^2$
F100	40	1	85	26	20	2	10	1
	80	1	$8,5X10^3$	$1,4X10^3$	40	2	$6,8X10^3$	$2,2X10^3$
	60	2	$8,7X10^3$	$6,5X10^3$	40	3	$3,9X10^3$	$1,5X10^2$
	60	1	$1,7X10^3$	$8,4X10^2$	20	3	$1,3X10^2$	1,3

6 - CONCLUSÕES

• O funcionamento do sistema de filtros de areia mostrou-se simplificado, não apresentando sérios problemas durante a sua operação.

• Um período de parada de um mês na aplicação de afluente anaeróbio nos filtros de areia pode garantir uma recuperação das propriedades do tratamento do sistema, principalmente quanto à melhora dos resultados de DQO, nitrificação e concentração de fósforo, coliformes totais e *Escherichia Coli*.

• Os hidrogramas demonstraram que nos filtros de areia com pequenas profundidades de leito o tempo de residência do afluente no reator foi extremamente curto, não permitindo um adequado contato entre a microbiota e o líquido a ser tratado. Nos leitos mais profundos ocorreu uma ampliação deste tempo, possibilitando uma maior distribuição da saída do efluente ao longo do tempo e, conseqüentemente, melhor eficiência de tratamento.

• No princípio do experimento, o pH do efluente era mais básico que o do afluente devido a formação de um tampão químico. Em um segundo momento, este tampão foi consumido, fazendo com que o pH do efluente passasse a ser controlado

pelos processos bioquímicos de degradação da matéria orgânica, principalmente a nitrificação.

• No que diz respeito à concentração de oxigênio dissolvido, os leitos mais profundos tiveram uma maior capacidade de propiciar um efluente com maiores concentrações deste composto.

• Quanto à turbidez, ocorreu um acréscimo gradativo nos seu valores com o aumento das cargas aplicadas. O filtro com maior profundidade de leito de areia, o F100, sempre produziu um efluente de acordo com a legislação brasileira (CONAMA 20 de 1986).

• Os reatores anaeróbios tiveram uma boa remoção de DBO, mas ainda estavam em desacordo com a legislação do Estado de São Paulo. Os filtros de areia com leitos mais profundos suportaram maiores cargas de matéria orgânica sem acarretar um aumento significativo nos valores de DBO de seus efluentes. Na aplicação unitária das cargas em estudo, todos os leitos tiveram uma diminuição da DBO superior a 75,1%, sendo que no F100, oscilou entre 96,5% e 99,1%.

• Devido a grande redução na concentração de DBO_F, DQO_F e COT_F pode-se concluir que o tratamento propiciado pelos filtros de areia não foi resultante somente de uma ação física, mas também influenciado pela ação degradadora dos microrganismos.

• Os reatores anaeróbios propiciaram os processos iniciais de degradação do nitrogênio orgânico em amoniacal. Nos filtros de areia, existiu uma grande nitrificação, levando em alguns casos ao igualamento das concentrações de nitrogênio total e nitrato.

• Quanto ao fósforo, os reatores anaeróbios não foram eficazes em adequar o efluente à legislação de alguns estados brasileiros. Na aplicação unitária das cargas em estudo, pode-se dividir os filtros de areia em dois grupos com desempenhos

distintos. Em um deles estaria o F025, que apresentou em todas as outras situações as maiores concentrações de fósforo e no outro, os três leitos de maiores profundidades, tendo resultados médios sempre inferiores a 1 mgL^{-1}.

• Durante a aplicação de 20, 40 e 60 L m^{-2} nas diferentes etapas do estudo, cada filtro propiciava efluentes que possuíam concentrações de coliformes totais e *Escherichia coli* significativamente diferenciadas estatisticamente. Ao empregar-se maiores valores para a disposição de afluente, passava a existir um tratamento mais similar, indicando que seria indiferente a escolha de uma das profundidades de areia a ser adotada. Destaca-se que o F100, em todas as situações, apresentava as menores concentrações de coliformes totais.

• Por meio dos resultados obtidos nesta pesquisa, pode-se sugerir que na aplicação das diferentes cargas de afluente anaeróbio a melhor profundidade a ser adotada para o leito de areia, tendo-se em vista um maior tratamento, seria a de 0,75 m. Esta consideração leva em conta que esta profundidade propiciou resultados significativamente melhores que aqueles encontrados para as profundidades de 0,25 m e 0,50 m e, na maioria dos casos, foram semelhantes estatisticamente aos obtidos no emprego de 1,00 m de leito de areia.

7 - RECOMENDAÇÕES

• Realizar análises qualitativas para a determinação dos microrganismos presentes no leito de areia em diversas profundidades a partir da superfície.

• Verificar a composição química do leito de areia antes e após a aplicação do afluente anaeróbio, buscando determinar as alterações que ocorreram nas concentrações dos diversos compostos presentes em seu interior, como o fósforo e as diversas formas do nitrogênio.

• Determinar a capacidade de tratamento dos filtros de areia no que diz respeito aos metais.

• Buscar aplicar um pós-tratamento para o efluente gerado pelos filtros de areia no tocante a redução das concentrações de nitrogênio total por meio da desnitrificação.

• Acompanhar o desempenho do sistema por um período maior, aplicando um superior número de cargas no decorrer de um dia com intervalos diferenciados entre as disposições de afluente.

• Empregar as mesmas taxas adotadas neste projeto em um intervalo de tempo maior, adotando uma vazão menor e continua.

• Realizar a aplicação de água potável sobre os filtros de areia e analisar o efluente gerado, quanto ao arraste dos compostos presentes no interior do leito de areia.

• Empreender análises tendo-se em vista a aplicação deste sistema em escala real para o tratamento de esgoto de um pequeno agrupamento de pessoas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE NETO, C. O.; GUIMARÃES, P.; PEREIRA, M. G.; MELO, H. N. Decanto-digestor e filtros anaeróbios. In: Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo. Coletânea de trabalhos técnicos. ABES/FINEP/PROSAB/CNPq, 2000, São Carlos, São Paulo.

ARIAS, C. A., DEL BUBBA, M., BRIX, H. Phosphorus removal by sands for use as media in subsurface flow constructed reed beds. **Water Research**, v. 35, n. 5, p. 1159–1168, 1999.

AZEVEDO NETTO, J. M. **Tratamento de águas residuárias**. São Paulo: Escolas Profissionais Salesianas, 1969.

AWWA/APHA/WEF. **Standard methods for the examination of water and wastewater**. 19ª edição. Nova Iorque: American Public Health Association, 1998.

AUSLAND, G., STEVIK, T. K., HANSSEN, J. F., KOHLER, J. C., JENSSEN, P. D. Intermittent filtration of wastewater – removal of fecal coliforms and fecal streptococci. **Water Research**, n. 36, p. 3507–3516.

BAHGAT, M., DEWEDAR A. E ZAYED A. Sand – filter used for wastewater treatment: build-up and distribution of microorganisms. **Water Research***,* v. 8, n. 33, p. 1949–1955, 1999.

BRANDES, M. Effect of precipitation and evapotranspiration of a septic tank-sand filter disposal system. **Journal W.P.C.F***.,* n. **52**, p. 59–75, 1980.

CAMARGO, S. A. R. **Filtro anaeróbio com enchimento de bambu para tratamento de esgotos sanitários: avaliação da partida e operação.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2000. Dissertação de Mestrado.

CAMPOS, J. R., **Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo**. Rio de Janeiro: ABES, 1999.

CHECK, G. G., WALLER, D. H., LEE, S. A., PASK, D. A., MOOERS, J. D. The lateral-flow sand-filter system for septic-tank effluent treatment*.* **Water Environmental Research**, n. 66, p. 919 – 928, 1994.

CHERNICHARO, C. A.; SPERLING, V. M. Tendências no tratamento simplificado de águas residuárias, domésticas e industriais. In: Seminário Internacional, 1996, Belo Horizonte.

CHERNICHARO, C. **Reatores Anaeróbios***.* 1ª edição. Belo Horizonte: UFMG, 1997.

CONAMA. *Resolução número 20/86*. Conselho Nacional de Meio Ambiente. Ministério do Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente, 1986.

COSTA COUTO, L. C., Filtro anaeróbio com bambu para tratamento de esgotos domésticos. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 1993. Dissertação de Mestrado.

DALTRO FILHO, J.; POVINELLI, J. Desempenho do sistema decanto digestor - filtro anaeróbio de camada suporte reduzida, para o tratamento de esgotos sanitários. In Anais do 20º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária, ABES, Rio de Janeiro, p. 226-239, 1999.

ELLIS, K. V. Slow sand filtration as a technique for the tertiary treatment of municipal sewage. **Water Research**, n. 21, v. 4, p. 403-410, 1987.

FARIA, L. C. e PASQUINE, C. Flow-injection determination of inorganic forms of nitrogen by gas diffusion and conductimetry. **Analytica Chimical Acta**, v. 245, p. 183-190, 1991.

FAROOQ, S. e AL-YOUSET, A. K. Slow sand filtration of secondary effluent. **Journal of Environmental Engineering - ASCE**, n. 199, p. 615–630, 1993.

IBGE. Pesquisa Nacional de Saneamento Básico. Disponível em: http://www.ibge.gov.br. Acesso em: 11 abril 2003, 17:33:00.

IMHOFF, K. **Manual de tratamento de águas residuárias**. São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda, 1985.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos.** 3ª edição. Rio de Janeiro: ABES, 1995.

KRISTIANSEN, R. Sand-filter trenches for purification of septic tank effluent: I. The clogging mechanism and soil physical environment. **Journal of Environmental Quality**, n. 10, p. 353–357, 1981a.

KRISTIANSEN, R. Sand-filter trenches for purification of septic tank effluent: II. The fate of nitrogen. **Journal of Environmental Quality**, n. 10, p. 358–361, 1981b.

KRISTIANSEN, R. Sand-filter trenches for purification of septic tank effluent: III. The micro flora, **Journal of Environmental Quality,** n. 10, p. 361–364, 1981c.

LANCE, J. C. Phosphate removal from sewage water by soil columns, **Journal of Environmental Quality**, n. 6, p. 279 – 284, 1977.

METCALF e EDDY. **Wastewater engineering, treatment, disposal and reuse**. 3ª edição. Nova Iorque: McGraw - Hill, International Editions, 1991.

Ministério da Saúde. Fundação Nacional da Saúde. **Portaria Número 1469**. Brasília, 2000. 32 p.

MICHELS, C. J. System suited for small communities. **Water Environmental & Technology**, n. 8, v. 7, p. 45-48, 1996.

NBR7229 – **Projeto, construção e operação de tanques sépticos**. São Paulo: ABNT, 1993.

NBR13969 - **Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto, construção e operação**. São Paulo: ABNT, 1997.

OLIVEIRA, R.; **Contribuição ao Estudo de Tanques Sépticos**. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1983. Dissertação de Mestrado.

OMS - ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DE SAÚDE. Directrices sanitárias sobre el uso de águas residuales en agricultura e aquicultura. Séries de reportagens técnicas**. N 778. OMS, Genebra, 1989.**

PELL, M. e NYBERG, F. Infiltration of wastewater in a newly started pilot sand-filter system: I Reduction of organic matter and phosphorus. **Journal of Environmental Quality**, n. 18, p. 451–457, 1989a.

PELL, M. e NYBERG, F. Infiltration of wastewater in a newly started pilot sand-filter system: II Development and distribution of the bacterial populations. **Journal of Environmental Quality,** n. 18, p. 457–462, 1989b.

PELL, M. e NYBERG, F. Infiltration of wastewater in a newly started pilot sand-filter system: III Transformation of nitrogen. **Journal of Environmental Quality**, n. 18, p. 463–467, 1989c.

PINTO. J. D. S.; CHERNICHARO, C. A. L. Escória de alto forno: uma nova alternativa de meio suporte para filtros anaeróbios. In: Anais do III Simpósio Ítalo-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES/ANDIS/AIDIS, 1996, Gramado, Rio Grande do Sul.

PROSAB – Programa de pesquisa em saneamento básico. Disponível em: http://www.sanepar.pr.gov.br/prosab/. Acesso em: 05 março 2003, 14:21:00.

RICE, R. C. Soil clogging during infiltration of secondary effluent, 46, **Journal W.P.C.F.,** p. 708–716, 1974.

SANCHES, L; CHERNICHARO, C. A; VON SPERLING, M.; MARTINS, H. Avaliação da operação em regime hidráulico transiente de um reator UASB e filtros anaeróbios para o tratamento de esgotos sanitários. In: Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo. Coletânea de trabalhos técnicos. ABES/FINEP/PROSAB/CNPq, 2000, São Carlos, São Paulo.

SIMONS, A. P. e MAGDOFF, F. R. Laboratory evaluation of design parameters for mound system disposal of septic tank effluent. **Journal of Environmental Quality**, n. 8, p. 486-492, 1979.

SPEECE, R. E. **Anaerobic Biotechnology**. Nashville, Tennessee: Archae Press, 1996.

UNESCO. Water for People Water for Life. Disponível em: http://www.unesco.org. Acesso em: 10 abril 2003, 08:00:00.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Onsite Wastewater Treatment and Disposal System, Design Manual. Technology Transfer**. Cincinnati, 1980.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Wastewater technology fact sheet – Intermitent sand filter**. Washington, 1999a.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY**. Decentralized systems technology fact sheet – Recirculating sand filter**. Washington, 1999b.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Onsite Wastewater Treatment Manual. Technology Transfer**. Washington, 2002.

VON SPERLING, M. **Princípios básicos do tratamento de esgotos**. 1ª edição. Belo Horizonte: UFMG, 1997.

VON SPERLING, M e NASCIMENTO, L. V. A resolução CONAMA 20/86 e as legislações estaduais de classificação das águas e lançamento de efluentes. In 20º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. ABES, Rio de Janeiro, 1999.

VRIES, J. Soil filtration of wastewater effluent and the mechanism of pore clogging, 44, **Journal W.P.C.F**., p. 565–573, 1972.

WILLMAN, B. P., PETERSEN, G. W. e FRITTON, D. D. Renovation of septic tank effluent in sand-clay mixtures. **Journal of Environmental Quality**, n. 10, v. 4, 439-444, 1981.

ZONTA, E. P.; MACHADO, A. A.; SILVEIRA JUNIOR, P. Sistemas de análises estatística para microcomputadores (SANEST). Pelotas, Universidade Federal de Pelotas, 1984. 151 p.

ANEXO 1

Aparelhagens e métodos empregados na realização dos ensaios laboratoriais

Análise	Aparelho (Marca - Modelo)	Número do Método[1]	Página do Método[1]
Carbono Orgânico Total	SHIMADZU – Modelo TOC 5000A	5310 B	5-20
C. Totais e *E. Coli*	IDEXX Colilert	9225 D	9-72
Condutividade	Condutivímetro Micronal B330	2510 B	2-46
DBO	Oxímetro Orion - Modelo 810	5210 B	5-3
DQO	Bloco Digestor Hach	5220 D	5-17
FIA	Bomba Peristáltica Ismatec – Modelo MS Reglo	FARIA e PASQUINE (1991)	-
Fósforo	Bloco Digestor Tecnal – Modelo TE 040/25 Espectro Fotômetro Hach – Modelo DR4000U	4500	4-146
Nitrogênio Orgânico	Digestor Marconi – Modelo MA850/16	B.4500	4-95
Oxigênio Dissolvido	Oxímetro Orion - Modelo 810	4500	4-134
pH	pHmetro Termo Orion - Modelo 410		
Sólidos Suspenso	Papel de Filtro Whatman - ∅47mm Estufa para Secagem Fanem - Modelo 315SE Mufla Forid - Modelo MELF	2540 B, 2540 D e 2540 E	2-55, 2-57 e 2-57
Turbidez	Turbidímetro Hach – Modelo 2100N	2130 B	-

[1] AWWA/APHA/WEF, 1998.

ANEXO 2

Algumas legislações para o lançamento de efluentes em corpos hídricos brasileiros

Unidade da Federação	Legislação	pH	DBO_5 (mgL^{-1})	DQO (mgL^{-1})	Coliformes Fecais (NMP100 mL^{-1})	Sólidos em Suspensão (mgL^{-1})	Fósforo Total (mgL^{-1})	Nitrogênio Total (mgL^{-1})
Brasil	CONAMA 20/86	5 a 9						
Alagoas	Decreto Estadual 6.200 de 01/03/85	5 a 9	60	150				
Minas Gerais	Deliberação Normativa COPAM 010/86	6 a 9	60 (85%[1])	90		100		
Paraíba	NT 201 de 09/03/88	5 a 9	60 (80%[1])				1	10
Rio Grande do Sul	Portaria 05/89 SSMA	6 a 8,5			3.000		1	10
São Paulo	Decreto Estadual 8.468 de 08/09/76	5 a 9	60 (80%[1])					

[1] Eficiência mínima de remoção.