



UNICAMP

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

Departamento de Saneamento e Ambiente - DSA

**TRATAMENTO DE ESGOTOS PELO SISTEMA
COMBINADO FILTRO ANAERÓBIO E FILTROS DE
AREIA**

Adriano Luiz Tonetti

Campinas

2008



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

Departamento de Saneamento e Ambiente - DSA

**TRATAMENTO DE ESGOTOS PELO SISTEMA COMBINADO
FILTRO ANAERÓBIO E FILTROS DE AREIA**

Adriano Luiz Tonetti

Orientador: Bruno Coraucci Filho

Co-Orientador: Roberto Feijo de Figueiredo

Tese de doutorado 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 Doutor em Engenharia Civil, na área de concentração em Saneamento e Ambiente.

Campinas, São Paulo, Brasil

Fevereiro de 2008

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

T612t Tonetti, Adriano Luiz
Tratamento de esgotos pelo sistema combinado
filtro anaeróbio e filtros de areia / Adriano Luiz
Tonetti.--Campinas, SP: [s.n.], 2008.

Orientadores: Bruno Coraucci Filho, Roberto
Feijó de Figueiredo

Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil,
Arquitetura e Urbanismo.

1. Águas residuais. 2. Água – Purificação –
Tratamento biológico. 3. Digestão anaeróbia. 4.
Água – Reutilização. 5. Denitrificação. 6.
Nitrificação. 7. Águas residuais – Purificação –
Filtração. I. Coraucci Filho, Bruno. II. Figueiredo,
Roberto Feijó de. II. Universidade Estadual de
Campinas. Faculdade de Engenharia Civil,
Arquitetura e Urbanismo. IV. Título.

Título em Inglês: Water treatment by the combination of an upflow
anaerobic filter and sand filter

Palavras-chave em Inglês: Wastewater, Water reuse, Denitrification,
Sand filter, Nitrification, Anaerobic process

Área de concentração: Saneamento e Ambiente

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora: Marcos von Sperling, Pedro Alem Sobrinho, Pedro
Sergio Fadini, José Roberto Guimarães

Data da defesa: 25/02/2008

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil



UNICAMP

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

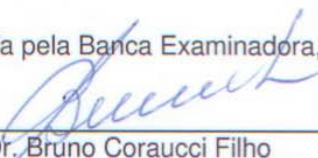
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

Departamento de Saneamento e Ambiente - DSA

TRATAMENTO DE ESGOTOS PELO SISTEMA COMBINADO FILTRO ANAERÓBIO E FILTROS DE
AREIA

Adriano Luiz Tonetti

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



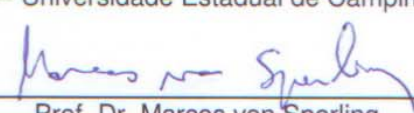
Prof. Dr. Bruno Coraucci Filho

Presidente e Orientador – Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP



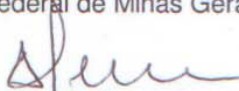
Prof. Dr. Roberto Feijó de Figueiredo

Co-Orientador – Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP



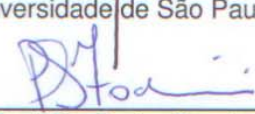
Prof. Dr. Marcos von Sperling

Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG



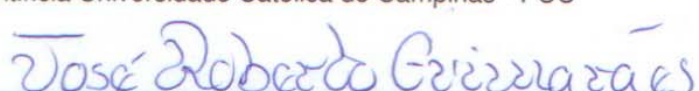
Prof. Dr. Pedro Alem Sobrinho

Universidade de São Paulo - USP



Prof. Dr. Pedro Sergio Fadini

Pontifícia Universidade Católica de Campinas - PUC



Prof. Dr. José Roberto Guimarães

Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP

Campinas, 25 de Fevereiro de 2008.

*Este trabalho dedico: a minha família, à
Daniela e a todos os amigos que de
alguma forma contribuíram para sua
realização.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a minha família, que criou a estrutura para que pudesse desenvolver este trabalho. Presto especial atenção à Daniela, que nos últimos tempos tem se tornado fundamental em minhas realizações.

Demonstro também reconhecimento ao meu orientador Bruno Coraucci Filho e ao co-orientador Roberto Feijó de Figueiredo, além de Ronaldo Stefanutti, que trouxeram grandes contribuições para este trabalho.

No que tange a pesquisa, agradeço aos professores e técnicos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, que colaboraram tanto no aspecto prático do trabalho como nos conceituais. Neste ponto também mostro minha gratidão aos alunos de iniciação científica e bolsa trabalho, sem os quais seria impossível a realização das análises laboratoriais. Aqui cabe destacar a Cíntia, Débora, Julyenne, Lucas, Luiz, Marcela, Melina, Nathan, Paula e Roberto. Não posso esquecer também dos outros mestrandos e doutorandos, que estiveram comigo neste mesmo período da pesquisa. No caso nomeio a Luana, Daniele, Oder e Carolina.

Por fim, agradeço as agências financiadoras. A CAPES pela bolsa de doutorado e ao CNPq e FAPESP pelo auxílio à pesquisa.

*Naquele outono, de tarde, ao pé da roseira de minha avó, eu obrei.
Minha avó não ralhou nem.
Obrar não era construir casa ou fazer obra de arte.
Esse verbo tinha um dom diferente.
Obrar seria o mesmo que cacarar.
Sei que o verbo cacarar se aplica mais a passarinhos.
Os passarinhos cacaram nas folhas nos postes nas pedras do rio nas
casas.
Eu só obrei no pé da roseira da minha avó.
Mas ela não ralhou nem.
Ela disse que as roseiras estavam carecendo de esterco orgânico.
E que as obras trazem força e beleza às flores.
Por isso, para ajudar, andei a fazer obra nos canteiros da horta.
Eu só queria dar força às beterrabas e aos tomates.
A vó, então, quis aproveitar o feito para ensinar que o cago não é uma
coisa desprezível.
Eu tinha vontade de rir porque a vó contrariava os ensinamentos do pai.
Minha avó, ela era transgressora.
No propósito ela me disse que até as mariposas gostavam de roçar
nas obras verdes.
Entendi que obras verdes seriam aquelas feitas no dia.
Daí que também a vó me ensinou a não desprezar as coisas
desprezíveis
E nem os seres desprezados.*

Manoel de Barros. Memórias Inventadas: A Infância.

RESUMO

Nesta pesquisa estudou-se um sistema para o tratamento de esgotos de pequenas comunidades composto pela combinação de filtro anaeróbico com filtro de areia e reator de desnitrificação. Para isso foi avaliada a partida e a operação de três filtros anaeróbios com recheio de bambu operados com tempo de retenção hidráulica nominal de 9 horas, sendo o efluente gerado disposto sobre os leitos de quatro filtros de areia em distintas taxas de aplicações. No primeiro filtro de areia aplicaram-se 50 Lm⁻² uma vez por dia. No segundo, terceiro e quarto filtro, esta mesma carga foi disposta em dois, três e quatro horários, espaçadas entre as 9 horas e às 16 horas, correspondendo às taxas de 100, 150 e 200 Lm²dia. Cada filtro de areia era seguido por um reator de desnitrificação em que se buscou um meio propício à remoção do nitrogênio, objetivando adequar o efluente ao lançamento em um corpo hídrico e como água de reúso. O sistema foi avaliado quanto a parâmetros físicos, químicos e biológicos. Como resultado, o efluente atendeu a legislação de Minas Gerais e São Paulo quanto a DQO e DBO e, após a correção do pH e adição de efluente anaeróbico como fonte de carbono, obteve-se uma remoção de 43,5% de N-total no reator em que se aplicou 50 Lm⁻²dia⁻¹, passando a ter um grau moderado para a prática agrícola.

Palavras-chave: esgoto, filtro de areia, tratamento, desnitrificação, reúso.

ABSTRACT

The main objective of this research was to study an onsite system to treat the wastewater from small villages. The system was constituted by the combination of an upflow anaerobic filter followed by a sand filter and a denitrification reactor. The start up and the operation of three upflow anaerobic filters filled with bamboo rings were evaluated. These filters were operated with hydraulic detention time of 9 hours. The produced effluent was disposed over four sand filters in different frequencies of application. On the first sand filter, 50 Lm⁻² were applied once a day. On the second, the third and the fourth filters, the same load was disposed in twice, three and four times a day, distributed between 9 am and 4 pm. Each sand filter was followed by a denitrification reactor aiming at the removal of total nitrogen, thus making appropriate the effluent for discharge or water reuse. Weekly, the system was evaluated by analyses including physical, chemical and biological parameters. As a result, the effluent was suitable for the COD and BOD legislation and, after the pH correction and the addition of external carbon source, a removal of 43,5% from total-N was reached in the reactor which received a load of 50 Lm⁻²dia⁻¹, consequently the effluent was ready to be used within a slight to moderate degree of restriction.

Keywords: wastewater, sand filter, treatment, denitrification, reuse.

SUMÁRIO

RESUMO.....	VII
ABSTRACT	VIII
SUMÁRIO.....	IX
LISTA DE FIGURAS	XIII
LISTA DE TABELAS	XVI
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	XVIII
1 - INTRODUÇÃO	1
2 - OBJETIVOS	3
2.1 - Objetivos Específicos	3
3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
3.1 - Tratamento Anaeróbio de Esgotos	6
3.1.1 - Bioquímica da Digestão Anaeróbia	7
3.1.1.1 - Hidrólise	8
3.1.1.2 - Acidogênese.....	9
3.1.1.3 - Acetogênese.....	10
3.1.1.4 - Metanogênese.....	10
3.1.2 - Fatores Interferentes na Digestão Anaeróbia	11
3.1.2.1 - Temperatura	11
3.1.2.2 - pH e Alcalinidade.....	13
3.1.2.3 - Nutrientes	15

3.2 - Tratamento de Esgotos em Pequenas Localidades	15
3.2.1 - Filtro Anaeróbio.....	16
3.2.1.1 - Filtro Anaeróbio com Recheio de Bambu	19
3.3 - Pós-Tratamento por Filtros de Areia.....	19
3.3.1 - Aplicação	21
3.3.2 - Funcionamento	22
3.3.3 - Biofilme nos Filtros de Areia	23
3.3.4 - Fatores que Influenciam o Tratamento	24
3.3.4.1 - Condições Ambientais.....	24
3.3.4.1.1 - Temperatura	24
3.3.4.1.2 - Aeração.....	25
3.3.4.2 - Aspectos Construtivos.....	26
3.3.4.2.1 - Diâmetro Efetivo (D_{10}).....	26
3.3.4.2.2 - Coeficiente de Desuniformidade (C_D)	28
3.3.4.2.3 - Profundidade do Leito.....	28
3.3.4.3 - Ação Química e Biológica no Leito.....	30
3.3.5 - Aspectos Operacionais	32
3.3.5.1 - Taxa de Aplicação e Distribuição do Afluente	32
3.3.5.2 - Período de Repouso e Frequência de Dosagem.....	33
3.3.5.3 - Processo de Entupimento	34
3.4 - Remoção do Nitrogênio	36
3.4.1 - Nitrificação	37
3.4.1.1 - Fatores que Influenciam a Nitrificação	39
3.4.2 - Desnitrificação	41
3.4.2.1 - Temperatura, pH e Oxigênio Dissolvido	44
3.4.2.2 - Adição de Fonte Externa de Carbono	45
3.4.3 - Processos Convencionais de Remoção de Nitrogênio	47
3.4.4 - Novos Processos de Remoção de Nitrogênio.....	49
3.4.4.1 - Nitrificação Parcial e Processo SHARON.....	49
3.4.4.2 - ANAMMOX.....	52
3.4.4.3 - Nitrificação e Desnitrificação Simultânea	55
3.5 - Reúso de Águas Residuárias	56

3.5.1 - Tipos de Reúso	57
3.5.1.1 - Reúso Agrícola	57
3.5.1.2 - Reúso Urbano, Paisagístico e Recreacional	58
3.5.1.3 - Reúso na Aqüicultura	58
3.5.2 - Impactos da Disposição de Efluentes no Solo	59
3.5.3 - Legislações sobre o Reúso	59
4 - MATERIAIS E MÉTODOS	66
4.1 - Aspectos Construtivos	66
4.1.1 - Origem do Afluente	67
4.1.2 - Sistema de Caixas de Distribuição	68
4.1.3 - Filtros Anaeróbios	69
4.1.4 - Recipiente de Dosagem do Efluente Anaeróbio	70
4.1.5 - Filtros de Areia	71
4.1.5.1 - Tubulação de Aeração	73
4.1.6 - Reatores de Desnitrificação	74
4.2 - Aspectos Operacionais	75
4.2.1 - Adição de Fonte Externa de Carbono	76
4.3 - Coleta de Amostras e Análises Laboratoriais	77
4.3.1 - Preparação dos Frascos de Coleta	78
4.3.2 - Métodos Analíticos	79
4.4 - Avaliação dos Resultados	80
4.4.1 - Análise Estatística	81
4.5 - Período Analítico	81
5 - RESULTADOS E DISCUSSÃO	82
5.1 - Caracterização dos Reatores	82
5.1.1 - Hidrodinâmicos dos Filtros Anaeróbios	82
5.1.2 - Hidrogramas	88
5.2 - Avaliação Física dos Reatores	92
5.3 - Parâmetros Físicos, Químicos e Biológicos	92
5.3.1 - Temperatura	92
5.3.2 - pH	93
5.3.2.1 - Adição de Composto Alcalino	97
5.3.3 - Alcalinidade Total (AT), Parcial (AP)	98

5.3.4 - Condutividade	103
5.3.5 - Oxigênio Dissolvido (OD)	106
5.3.6 - Turbidez	111
5.3.7 - Sólidos Suspensos.....	115
5.3.8 - Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO).....	118
5.3.9 - Demanda Química de Oxigênio (DQO).....	121
5.3.10 - Carbono Orgânico Dissolvido (COD)	125
5.3.11 - Série de Nitrogênio	131
5.3.11.1 - Adição de Fonte Externa de Carbono	138
5.3.12 - Fósforo	144
5.3.13 - Organismos Indicadores de Contaminação Fecal.....	148
5.4 - Avaliação do Emprego do Sistema em Escala Real.....	153
6 - CONCLUSÕES	158
7 - RECOMENDAÇÕES.....	160
8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	162
ANEXO	179

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Seqüência de etapas da digestão anaeróbia	8
Figura 3.2: Filtro anaeróbio de fluxo ascendente	17
Figura 3.3: Seqüência de reatores na pré-desnitrificação (A) e na pós-desnitrificação (B)	48
Figura 3.4: Temperatura em função da idade do lodo para as bactérias que oxidam o nitrito e a amônia	51
Figura 3.5: Comparação do consumo de oxigênio e DQO na desnitrificação clássica (A) e na nitrificação parcial associada ao ANAMMOX (B)	54
Figura 4.1: Vista geral (A) e lateral (B) das instalações da pesquisa	66
Figura 4.2: Recipiente de captação de esgoto (A) e seu posicionamento no canal de escoamento (B).....	67
Figura 4.3: Caixas primária, secundária e de armazenamento de efluente anaeróbio.	68
Figura 4.4: Esquema (A) e vista (B) de um filtro anaeróbio com leito de bambu	69
Figura 4.5: Grade suporte (A) e cavacos de bambu empregados como material de recheio nos filtros anaeróbios (B)	70
Figura 4.6: Recipiente de dosagem do efluente anaeróbio (A) e placa de distribuição do líquido sobre a superfície dos filtros de areia (B)	71
Figura 4.7: Esquema dos filtros de areia	72
Figura 4.8: Posicionamento da tubulação de aeração no interior (A) e no exterior dos filtros de areia (B).....	74
Figura 4.9: Esquema (A) e foto (B) dos reatores de desnitrificação	75
Figura 4.10: Esquema dos pontos de coleta e denominações dos reatores	78

Figura 5.1: Esquema da leitura dos dados de condutividade dos hidrodinâmicos dos filtros anaeróbios pela Análise em Fluxo	83
Figura 5.2: Altura do pico em função da respectiva concentração de cloreto de sódio	84
Figura 5.3: Relação entre o tempo do experimento e a concentração de cloreto de sódio para o efluente do filtro anaeróbio com recheio de bambu FB2	85
Figura 5.4: Curva de E(t) e F(t) em função do tempo do experimento	86
Figura 5.5: Hidrogramas dos conjuntos 1 e 2.....	89
Figura 5.6: Hidrogramas dos conjuntos 3 e 4.....	91
Figura 5.7: Temperatura ambiente e no leito de areia.....	93
Figura 5.8: pH do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia..	94
Figura 5.9: pH dos efluentes dos reatores de desnitrificação	96
Figura 5.10: Alcalinidade parcial e total do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios	99
Figura 5.11: Alcalinidade parcial e total dos efluentes dos filtros de areia	100
Figura 5.12: Alcalinidade parcial e total dos efluentes dos reatores de desnitrificação	101
Figura 5.13: Condutividade do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia	104
Figura 5.14: Condutividade dos efluentes dos reatores de desnitrificação	105
Figura 5.15: Concentração de oxigênio dissolvido no esgoto bruto e no efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia e comparação com as classes de corpos de água (CONAMA 357, 2005)	106
Figura 5.16: Diagramas para a concentração de OD nas diversas etapas da pesquisa, tendo como meta a adequação a corpos hídricos de classe 3 (CONAMA 357, 2005) nos filtros de areia (4 mgL^{-1}) e a desnitrificação nos reatores de desnitrificação (0 mgL^{-1}).....	108
Figura 5.17: Concentração de oxigênio dissolvido nos efluentes dos reatores de desnitrificação e comparação com as classes de corpos de água (CONAMA 357, 2005).....	110
Figura 5.18: Turbidez do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia e comparação com as classes de corpos de água (CONAMA 357, 2005)	112
Figura 5.19: Turbidez do esgoto bruto e do efluente do filtro anaeróbio e filtros de areia e comparação com a Portaria 518 (2004) do Ministério da Saúde	114
Figura 5.20: DQO do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia e comparação com a legislação do Estado de Minas Gerais para o lançamento em corpos hídricos (COPAM nº 10, 1986).....	122
Figura 5.21: Concentração de carbono orgânico dissolvido do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia	126

Figura 5.22: Diagramas para a concentração de carbono orgânico dissolvido nas diversas etapas da pesquisa.....	127
Figura 5.23: Concentração de carbono orgânico dissolvido nos efluentes dos reatores de desnitrificação	130
Figura 5.24: Concentração dos compostos nitrogenados no efluente do filtro de areia FA1	132
Figura 5.25: Diagramas para a concentração de N-NTK nas diversas etapas da pesquisa, tendo como meta a adequação do efluente ao padrão de lançamento (CONAMA 357, 2005)	135
Figura 5.26: Concentração dos compostos nitrogenados no efluente do reator de desnitrificação RD1	137
Figura 5.27: Concentração de fósforo no esgoto bruto e no efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia.....	145
Figura 5.28: Concentração de fósforo nos efluentes dos reatores de desnitrificação	148
Figura 5.29: Diagramas para a densidade de <i>Escherichia coli</i> nas diversas etapas da pesquisa, tendo como meta a adequação do efluente ao padrão estabelecido pela OMS (2000)	152

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Relação entre RAS e condutividade para aplicação de efluente no solo (CETESB, 2006).....	60
Tabela 3.2: Recomendação para a qualidade da água a ser empregada na agricultura (FAO, 1994).....	61
Tabela 3.3: Valores microbiológicos para uso de esgoto doméstico tratado na aplicação em culturas (OMS, 2000)	62
Tabela 3.4: Valores limites apresentados na legislação brasileira (CONAMA 357, 2005) para águas de classe 2	63
Tabela 3.5: Risco potencial de obstrução de gotejadores segundo a qualidade da água de irrigação (CAPRA e SCICOLONE, 2004)	64
Tabela 4.1: Horários e frequência de aplicação de efluente anaeróbio nos filtros de areia	76
Tabela 4.2: Métodos e aparelhagens empregadas nos ensaios laboratoriais.....	80
Tabela 5.1: Valores obtidos para os diferentes parâmetros na caracterização dos filtros anaeróbios com recheio de bambu	87
Tabela 5.2: Percentual de saída de água em relação ao volume aplicada no conjunto 1 (filtro de areia FA1 e reator de desnitrificação RD1)	90
Tabela 5.3: Valores médios de turbidez e de remoção nos filtros de areia em relação ao efluente dos filtros anaeróbios e nos reatores de desnitrificação em relação ao respectivo filtro de areia*	113
Tabela 5.4: Comparação das concentrações de sólidos suspensos totais, voláteis e fixos para todo o período analítico*	116

Tabela 5.5: Valores médios de DBO, carga de DBO e de remoção nos filtros de areia em relação ao efluente dos filtros anaeróbios e nos reatores de desnitrificação em relação ao respectivo filtro de areia*	119
Tabela 5.6: Valores médios de DQO _{Bruta} e DQO _{Filtrada} e de remoção nos filtros de areia em relação ao efluente dos filtros anaeróbios e nos reatores de desnitrificação em relação ao respectivo filtro de areia*	123
Tabela 5.7: Valores médios de COD e de remoção nos filtros de areia em relação ao efluente dos filtros anaeróbios e nos reatores de desnitrificação em relação ao respectivo filtro de areia*	128
Tabela 5.8: Concentrações médias de nitrogênio total, nitrogênio total Kjeldahl (NTK), N-nitrito e N-nitrato presentes no efluente dos filtros de areia*	133
Tabela 5.9: Concentrações médias de nitrogênio total, nitrogênio total Kjeldahl (NTK) e N-nitrato presentes nos efluentes dos reatores de desnitrificação	139
Tabela 5.10: Valores médios de fósforo e de remoção nos filtros de areia em relação ao efluente dos filtros anaeróbios e nos reatores de desnitrificação em relação ao respectivo filtro de areia*	146
Tabela 5.11: Valores médios de densidade de coliformes totais e <i>Escherichia coli</i> nos efluentes dos filtros de areia e reatores de desnitrificação*	150
Tabela 5.12: Requisito de área para diversos sistemas de tratamento de esgotos (VON SPERLING, 1997)	155

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABES	Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AI	Alcalinidade Intermediária
AIDIS	Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental
AP	Alcalinidade Parcial
APHA	American Public Health Association
AT	Alcalinidade Total
AWWA	American Water Works Association
C_D	Coeficiente de Desuniformidade
C_V	Coeficiente de Vazios
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
COD	Carbono Orgânico Dissolvido
D_{10}	Diâmetro Efetivo
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO	Demanda Química de Oxigênio
FA	Filtro de Areia

FB	Filtro Anaeróbio com Recheio de Bambu
FAO	Organização das Nações Unidas para a Agricultura e Alimentação
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDM	Índice de Dispersão de Morril
NBR	Norma Técnica Brasileira
OMS	Organização Mundial da Saúde
PROSAB	Programa de Pesquisas em Saneamento Básico
PUC	Pontifícia Universidade Católica de Campinas
RD	Reator de Desnitrificação
UASB	Upflow Anaerobic Sludge Blanket
UNICAMP	Universidade Estadual de Campinas
USEPA	United States Environmental Protection Agency
USP	Universidade de São Paulo
WEF	Water Environment Federation

1 - INTRODUÇÃO

O saneamento básico nas metrópoles brasileiras apresentou um avanço nas últimas décadas, garantindo que praticamente todas as suas populações sejam atendidas por rede coletora. Este quadro permitiu que a partir de 1989, sobretudo nas cidades com mais de 300.000 habitantes, os esforços fossem direcionados ao tratamento dos esgotos, que antes eram apenas afastados (IBGE, 2000).

Por outro lado, nas pequenas localidades persiste uma deficiência na questão sanitária. Na maioria dos casos os dejetos são lançados *in natura* no ribeirão mais próximo ou escoam no arruamento, agravando a poluição dos corpos hídricos e afetando a saúde dos moradores. Esta situação torna-se alarmante ao verificarmos que 18,75% dos brasileiros vivem na zona rural ou o equivalente a mais de 31 milhões de habitantes, número superior a população da região Sul (IBGE, 2000). Na área rural, a disposição das casas é dispersa, impedindo a instalação dos métodos convencionais para o tratamento de esgotos. Outro dado preocupante é que a manutenção e a operação destes sistemas são incompatíveis com o conhecimento técnico dos residentes destas comunidades, onde o índice de escolaridade é normalmente baixo.

Tais considerações nos levam a necessidade de se buscar sistemas de tratamento que sejam aplicáveis e viáveis a estas circunstâncias. Neste sentido a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) possui uma norma orientadora para

a construção e operação dos tanques sépticos, a NBR 7229 (1993), e no tocante ao pós-tratamento do efluente apresenta um maior detalhamento na NBR 13969 (1997). Porém, ambas possuem falhas nos aspectos construtivos e operacionais dos métodos sugeridos, tal como o grande tempo de detenção hidráulica indicado para os filtros anaeróbios e a falta de clareza quanto às taxas de aplicações nos filtros de areia, sendo este fato de extrema gravidade ao averiguarmos que existem mais de 17 milhões de domicílios atendidos por tanques sépticos no Brasil (IBGE, 2000).

Buscando colaborar com a melhoria desta situação, desde 1996 muitas pesquisas são desenvolvidas pela UNICAMP em parceria com o Programa de Pesquisas em Saneamento Básico (PROSAB, 2007). Um sistema estudado foi o tratamento de esgotos sanitários por filtros anaeróbios com recheio de bambu, o qual possui baixo custo e consome pouca energia (CAMARGO, 2000 e COSTA COUTO, 1993). Contudo, constatou-se que a remoção de patogênicos, nutrientes e matéria orgânica não atende aos padrões da legislação brasileira (CONAMA 357, 2005), demandando um pós-tratamento para o efluente.

Um sistema empregado nesta tarefa é o filtro de areia, avaliado por Tonetti (2004). O autor comprovou que tal alternativa manteria mínima a necessidade de operação e manutenção, além de gerar um efluente dentro dos padrões de lançamento no tocante à matéria orgânica e fósforo, quanto a legislação do Estado de São Paulo (DECRETO Nº 8.468, 1976) e Rio Grande do Sul (RESOLUÇÃO CONSEMA Nº 128, 2006), respectivamente. Por meio desta pesquisa foi verificado que caso fosse possível remover o nitrato gerado, o efluente do sistema poderia ser disposto seguramente nos cursos hídricos ou empregado em uma prática de reúso, resguardando as fontes de água de boa qualidade para usos nobres. Deste modo, ter-se-ia uma combinação de reatores, com grande simplicidade construtiva e operacional, que contribuiriam com a resolução do sério problema de saneamento que assola o Brasil.

2 - OBJETIVOS

Nesta pesquisa estudou-se um sistema simplificado para o tratamento de esgotos de pequenas comunidades composto por filtro anaeróbio com recheio de bambu associado com filtro de areia e reator de desnitrificação.

2.1 - Objetivos Específicos

Especificamente, procurou-se:

- Avaliar a partida dos filtros anaeróbios com recheio de bambu, dos filtros de areia e dos reatores de desnitrificação;
- Determinar o desempenho dos filtros anaeróbios, filtros de areia e reatores de desnitrificação quanto a diversos parâmetros físicos, químicos e biológicos;
- Avaliar o comportamento dos filtros de areia no emprego de diferentes taxas diárias de aplicação de afluente anaeróbio;

- Avaliar a eficiência dos reatores de desnitrificação na adequação da água residuária originária dos filtros de areia quanto à remoção de nitrogênio sem e com o emprego do efluente dos filtros anaeróbios como fonte externa de carbono;
- Averiguar a necessidade de correção dos valores de pH dos efluentes dos filtros de areia tendo em vista a adequação para a nitrificação e desnitrificação;
- Comparar o efluente gerado pelo sistema com os padrões exigidos pela legislação brasileira para o lançamento em corpos hídricos (CONAMA 357, 2005) e para o emprego nas diversas práticas de reúso (FAO, 1994 e OMS, 2000);
- Avaliar a NBR 13969 (1997) quanto a taxa máxima diária de efluente anaeróbio a ser empregada sobre a superfície dos filtros de areia.

3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A problemática do saneamento básico no Brasil pode ser medida pelo número de municípios existentes no país sem nenhum tipo de serviço de esgotamento sanitário. Segundo o IBGE (2000), das 5.507 cidades brasileiras 52,2% estavam nesta situação calamitosa. Este quadro também é marcado por desigualdades regionais, sendo que o nível mais baixo está na Região Norte, onde apenas 2,4% dos domicílios são atendidos por rede coletora, seguida pelas Regiões Nordeste (14,7%), Centro-Oeste (28,1%) e Sul (22,5%).

A imensa maioria dos municípios que se encontram em tal conjuntura são considerados pequenos, possuindo uma população inferior a 10.000 habitantes e correspondendo a 48,37% de todas as cidades brasileiras, nos quais 47,09% dos cidadãos vivem na zona rural. Em todo o Brasil, 18,75% dos habitantes vivem na área rural, tal valor em termos absolutos equivale a mais de 31 milhões de pessoas, número superior a toda a população da região Sul (IBGE, 2000).

A maior parte dessas localidades lança seus dejetos *in natura* nos corpos hídricos ou no solo, comprometendo a qualidade da água utilizada para o abastecimento, irrigação e recreação. Deste modo, deve-se buscar algum tipo de tratamento desses esgotos, que sejam adequados a estes casos. Neste ponto os processos anaeróbios contribuiriam para a solução desse problema, principalmente

aqueles sistemas tidos como simplificados e de baixo custo, tal como o tanque séptico e o filtro anaeróbio.

3.1 - Tratamento Anaeróbio de Esgotos

Os sistemas anaeróbios de tratamento de esgotos eram considerados antieconômicos e problemáticos, mas com o desenvolvimento das pesquisas tem ocorrido um aumento do seu aproveitamento (CHERNICHARO, 1997). Neste tipo de depuração os microrganismos agem na ausência de oxigênio, transformando compostos orgânicos complexos em produtos mais simples como metano, gás carbônico e água (METCALF e EDDY, 2003).

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 também garante uma das principais vantagens atribuídas aos reatores anaeróbios, que é a pequena formação de biomassa e a conseqüente diminuição no gasto com o processamento, transporte e disposição final do lodo (SPEECE, 1996).

Comparativamente, 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 sem sofrer 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 confrontado ao do tratamento aeróbio. Por outro lado, entre 10 e 30% da matéria orgânica não é degradada, impedindo que seu efluente atenda a legislação pertinente quanto a este parâmetro, tornando necessário um pós-tratamento (CHERNICHARO, 1997).

Podem-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 (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).

3.1.1 - Bioquímica da Digestão Anaeróbia

De acordo com van Haandel e Lettinga (1994) a transformação das macromoléculas orgânicas complexas presentes no esgoto em biogás requer a mediação de vários grupos diferentes de microrganismos delicadamente balanceados, na qual cada espécie tem uma função essencial. Um exemplo deste comportamento está ilustrado na Figura 3.1, que apresenta as etapas do processo anaeróbio de tratamento sugeridas por Gujer e Zehnder (1983). Nota-se que basicamente há quatro fases principais, sendo elas: hidrólise, acidogênese, acetogênese e metanogênese.

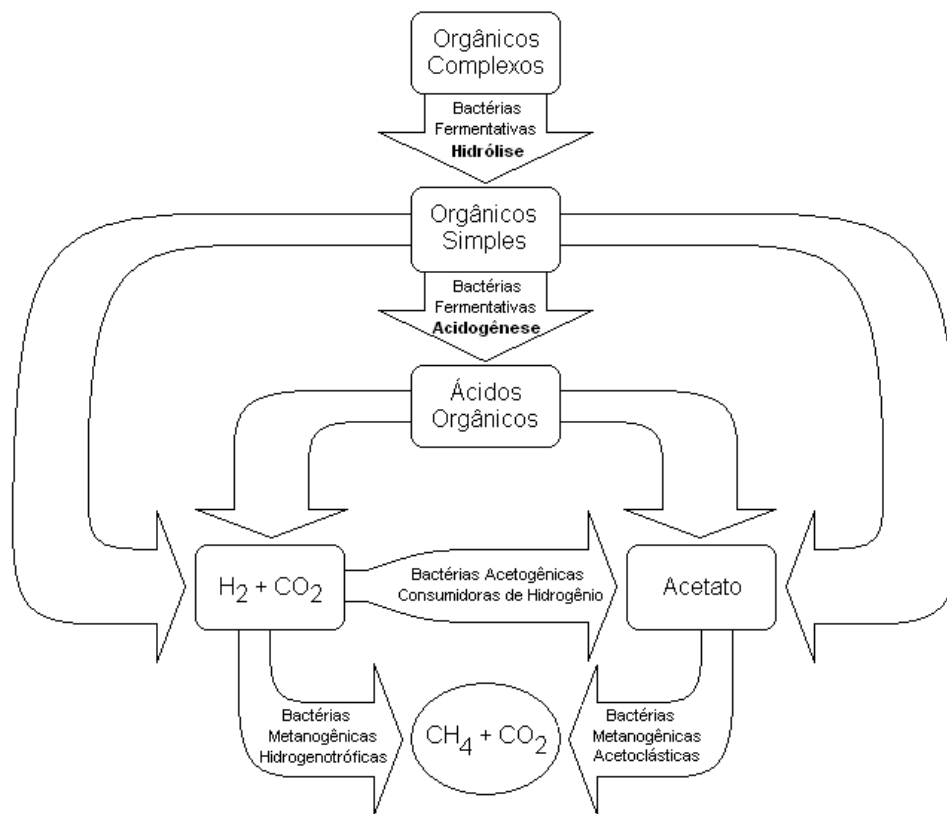


Figura 3.1: Sequência de etapas da digestão anaeróbia

3.1.1.1 - Hidrólise

Uma vez que as bactérias não são capazes de assimilar a matéria orgânica particulada, a primeira fase do processo de degradação anaeróbia consiste na hidrólise deste material complexo, transformando-o em compostos dissolvidos mais simples, os quais podem atravessar a parede celular dos microrganismos. Esta conversão de material particulado em dissolvido é obtida pela ação de exoenzimas excretadas pelas bactérias fermentativas hidrolíticas (GUJER e ZEHNDER, 1983).

Van Haandel e Lettinga (1994) afirmam que as proteínas são degradadas formando os aminoácidos. Os carboidratos se decompõem em açúcares solúveis e os lipídeos são transformados em ácidos graxos de cadeia longa e glicerina. A hidrólise

destes polímeros ocorre de forma lenta e vários fatores afetam o grau e a taxa em que são hidrolisados, dentre eles citam-se: temperatura, tempo de residência, composição do substrato, tamanho das partículas e pH. Em muitos casos a velocidade da hidrólise pode ser a etapa limitante para todo o processo de tratamento.

3.1.1.2 - Acidogênese

Conforme citado por Gujer e Zehnder (1983), os produtos solúveis oriundos da fase de hidrólise são metabolizados no interior das bactérias fermentativas sendo convertidos em compostos mais simples que são então excretados. Nesta fase geram-se ácidos graxos voláteis, álcoois, ácidos lácticos, gás carbônico, hidrogênio, amônia e sulfeto de hidrogênio, além de novas células bacterianas.

A acidogênese é efetuada por um grande e diverso grupo de bactérias fermentativas, dentre elas estão as espécies *Clostridium* e *Bacteroids*. As primeiras constituem um grupo anaeróbio que forma esporos, sobrevivendo em ambientes totalmente adversos enquanto que as *Bacteróides* encontram-se comumente presentes no trato digestivo, participando da degradação de açúcares e aminoácidos (VAN HAANDEL e LETTINGA, 1994). Algumas espécies são facultativas e metabolizam o material orgânico por via oxidativa. Este comportamento é importante nos sistemas de tratamento anaeróbio porque o oxigênio dissolvido acaba removido por estas bactérias deixando de ser tóxico para as metanogênicas (CAMPOS, 1999).

De todos os produtos metabolizados pelas bactérias acidogênicas, apenas o hidrogênio e o acetato podem ser utilizados diretamente pelas metanogênicas. Aproximadamente 50% da DQO (Demanda Química de Oxigênio) biodegradável é convertida em propionato e butirato, os quais são posteriormente decompostos em acetato e hidrogênio pela ação das bactérias acetogênicas (CHERNICHARO, 1997).

3.1.1.3 - Acetogênese

As bactérias acetogênicas oxidam os produtos gerados na fase acidogênese transformando-os em: hidrogênio, dióxido de carbono e acetato. Tais compostos podem ser finalmente degradados pelas metanogênicas (VAN HAANDEL e LETTINGA, 1994).

Durante a formação do ácido acético e propiônico uma grande quantidade de hidrogênio molecular e ion H^+ é constituída, fazendo com que o pH no meio aquoso decresça. Há, porém, duas maneiras para o consumo deste composto: através das arqueias metanogênicas, que o utilizam conjuntamente com o dióxido de carbono para produzir metano e por intermédio da formação de ácidos orgânicos, tais como propiônico e butírico. Estes ácidos são constituídos na reação do hidrogênio com dióxido de carbono e ácido acético (GUJER e ZEHNDER, 1983).

3.1.1.4 - Metanogênese

A etapa final do processo de degradação anaeróbia dos compostos orgânicos em metano e dióxido de carbono é efetuada pelas arqueias metanogênicas. Estes microrganismos, considerados a chave da biotecnologia anaeróbia por Speece (1983), utilizam somente um limitado número de substratos, compreendendo ácido acético, hidrogênio, dióxido de carbono, ácido fórmico, metanol, metilaminas e monóxido de carbono. No entanto Gujer e Zehnder (1983) afirmam que 70% do metano tem sua origem exclusivamente no acetato.

Para van Haandel e Lettinga (1994) o CH_4 é produzido pelas acetotróficas, a partir da redução do ácido acético, ou pelas hidrogenotróficas que acabam reduzindo o dióxido de carbono. Os microrganismos que produzem este composto, tendo como fonte o hidrogênio, crescem mais rapidamente que aquelas que usam ácido acético, de

modo que as metanogênicas acetotróficas geralmente limitam a taxa de transformação de material orgânico complexo presente no esgoto para biogás.

Segundo Speece (1996), duas classes de arqueias metabolizam o acetato para metano: as *Methanosaetas* e as *Methanosarcinas*. Este mesmo autor afirma que um processo anaeróbio de tratamento funcionará adequadamente quando a classe seguinte de microrganismos processa os compostos orgânicos formados pela classe anterior ao menos tão rapidamente quanto são produzidos.

3.1.2 - Fatores Interferentes na Digestão Anaeróbia

A digestão anaeróbia necessita de um controle rigoroso das condições ambientais, uma vez que este processo requer a interação de bactérias fermentativas e metanogênicas. Dessa forma, o sucesso da degradação depende de um balanço delicado do sistema ecológico, demandando uma atenção especial às arqueias metanogênicas, consideradas as mais vulneráveis às mudanças ambientais (CHERNICHARO, 1997).

De acordo com Campos (1999), vários são os fatores que influenciam o desempenho deste processo no tratamento de águas residuárias. Dentre os interferentes ambientais se destacam: a temperatura, o pH, a alcalinidade e a presença de nutrientes.

3.1.2.1 - Temperatura

A temperatura é um dos principais fatores na digestão anaeróbia, uma vez que afeta os processos biológicos de diferentes maneiras, incluindo alterações na

velocidade do metabolismo das bactérias, no equilíbrio iônico e na solubilidade dos substratos, principalmente os lipídeos (CAMPOS, 1999).

Para Gujer e Zehnder (1983), dos fatores físicos que interferem no crescimento microbiano a temperatura é um dos mais importantes na seleção das espécies. Os microrganismos não possuem meios de controlar sua própria temperatura sendo influenciados pelos valores presentes no ambiente externo. Como consequência, tem-se que a velocidade específica da utilização do substrato entre 20°C e 25°C é inferior a metade daquela existente a 35°C.

Outro efeito da temperatura é exposto por Campos (1999). Este autor salienta que abaixo de 20°C a solubilização de gorduras, material particulado e polímeros orgânicos é lenta, podendo se constituir na etapa limitante do processo. Caso esses constituintes não sejam solubilizados, poderão ser arrastados do reator ou ficarem acumulados junto à superfície ou nos sistemas de separação sólido, gás, líquido. Uma vez que entre 40% e 50% da matéria orgânica dos esgotos sanitários é constituída por material particulado, além de lipídeos, a não disponibilidade desse substrato para promover o crescimento bacteriano poderá causar a instabilidade do reator.

Por sua vez, Chernicharo (1997) menciona que o grau de dissociação de diversos compostos depende fortemente da temperatura, como é o caso específico da amônia. Também tem-se que acima da temperatura ótima, ocorre uma queda brusca da taxa de crescimento, na qual o decaimento começa a prevalecer sobre a síntese. Para este pesquisador, embora se requeiram elevadas temperaturas, talvez seja mais expressiva a manutenção de valores uniformes dentro do reator, uma vez que o processo anaeróbio é considerado muito sensível a mudanças bruscas, podendo provocar um desbalanceamento entre as populações microbianas e a consequente falha no processo. Segundo Speece (1996) as arqueias metanogênicas são mais sensíveis à temperatura que as acidogênicas.

Para van Haandel e Lettinga (1994) a fração de sólidos orgânicos que é metabolizado na digestão anaeróbia diminui marcadamente com a temperatura. Segundo estes autores tal acontecimento pode ser atribuído a uma baixa taxa de hidrólise, fazendo com que uma grande parte das partículas sólidas e macromoléculas permaneçam intactas. No entanto isto não significa que o material orgânico particulado não possa ser removido de águas residuárias a temperaturas baixas, mas possivelmente acaba incorporado ao lodo por meio da adsorção, floculação ou decantação.

3.1.2.2 - pH e Alcalinidade

O pH e a alcalinidade estão intimamente relacionados entre si, sendo igualmente valiosos para o controle e a adequada operação dos processos anaeróbios (LETTINGA *et al.*, 1996).

Especificamente quanto ao pH, sabe-se que as metanogênicas são consideradas extremamente sensíveis e seu crescimento ótimo ocorre em faixas relativamente estreitas de valores. Speece (1996) considera que o reator deve ser operado com pH variando entre 6,5 e 8,2. Segundo este autor, em determinadas condições, é possível um funcionamento satisfatório até o limite mínimo de pH igual a 6,0. Chernicharo (1997) menciona que as produtoras de metano têm um crescimento ótimo na faixa compreendida entre 6,6 e 7,4, embora possa ser conseguida a estabilidade numa faixa mais ampla de pH, entre 6,0 e 8,0. Ambos os pesquisadores concordam que valores abaixo de 6,0 e acima de 8,3 devem ser evitados, uma vez que podem levar à inibição das metanogênicas.

Van Haandel e Lettinga (1994) sustentam que as bactérias produtoras de ácidos têm um crescimento ótimo entre pH 5,0 e 6,0. Esta característica influencia a estabilidade do processo, pois estes microrganismos são menos sensíveis ao pH que as metanogênicas, podendo levar a manutenção da produção de ácidos apesar da

geração de metano ter sido praticamente interrompida devido a alta acidez do meio, fato este que acarreta o “azedamento” do reator.

Na faixa de pH entre 6,0 e 7,5 a capacidade de tamponamento do sistema anaeróbio é quase que completamente dependente do gás carbônico, o qual, em equilíbrio com a dissociação do ácido carbônico regula a concentração do íon hidrogênio. O H_2CO_3 em solução encontra-se diretamente relacionado com a quantidade de CO_2 na fase gasosa, uma vez que este está em equilíbrio com o dióxido de carbono da fase líquida (CHERNICHARO, 1997).

Para Speece (1996), nos sistemas aeróbios as concentrações de CO_2 exigem requerimentos de alcalinidade similares aos presentes nos casos anaeróbios. A diferença é que a alcalinidade bicarbonato não se torna usualmente um problema em sistemas aeróbios, pois os valores de gás carbônico podem ser mantidos baixos devido ao desprendimento causado pelos sistemas de aeração. Associado a isto tem-se que a metabolização do acetato é realizada por uma grande quantidade de microrganismos.

Por outro lado, em condições anaeróbias, somente uma pequena parcela dos microrganismos são capazes de metabolizar o acetato e a concentração de CO_2 que excede a de outros ácidos fracos. Deste modo, uma suficiente alcalinidade bicarbonato deve estar presente para neutralizá-la.

Nos sistemas anaeróbios os sais de ácidos voláteis também contribuem com a alcalinidade no pH neutro, mas não estão disponíveis para a neutralização de ácidos voláteis adicionais, ainda que devam constituir a maior fração da alcalinidade total. Também se tem que a biodegradação dos compostos orgânicos nitrogenados produz um aumento na alcalinidade a qual é proporcional a quantidade de amônia gerada.

3.1.2.3 - Nutrientes

Para que os processos biológicos de tratamento sejam operados com sucesso os nutrientes inorgânicos necessários ao crescimento dos microrganismos devem ser fornecidos em quantidades suficientes. Caso as concentrações ideais não sejam supridas, alguma forma de compensação deve ser levada a efeito, seja por meio da aplicação de menores cargas ou permitindo que a eficiência do sistema seja reduzida (CHERNICHARO, 1997).

O nitrogênio e o fósforo são os nutrientes essenciais para todos os processos biológicos. A baixa velocidade de crescimento dos microrganismos anaeróbios, comparados aos aeróbios, resulta em menor requerimento nutricional. Em geral admite-se que a relação DQO/N/P de 500/5/1 é suficiente para atender as necessidades de macronutrientes dos microrganismos anaeróbios.

3.2 - Tratamento de Esgotos em Pequenas Localidades

De acordo com Bahgat *et al.* (1999), as tecnologias convencionais de tratamento de esgotos podem ser inadequadas em algumas ocasiões. Um exemplo ocorre quando o custo do projeto e posterior construção estão acima da possibilidade econômica da comunidade beneficiada. Outra circunstância se dá em regiões onde não há suficiente suprimento de energia ou mão de obra capacitada para operar os equipamentos.

Tendo avaliado estas questões, em 1997 o congresso dos Estados Unidos da América reconheceu que os sistemas simplificados deveriam ser empregados no tratamento de esgotos, pois eram viáveis tecnologicamente. Neste país, 25% de todas as moradias e aproximadamente 40% das novas casas construídas utilizam esta forma

de tratamento e, na Europa, têm sido estabelecidas em inúmeros locais, especialmente na Alemanha e no Reino Unido (PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003).

Sua operação é baseada no gerenciamento da água residuária nas proximidades do próprio ponto de origem. Deste modo, torna-se uma alternativa de tratamento para pequenas localidades, casas individuais, condomínios, comunidades isoladas, indústrias ou no pequeno comércio onde o gasto para conexão com uma rede pública de esgoto seria alto. Os sistemas simplificados de processamento dos esgotos apresentam baixo custo, sendo uma opção adequada para contribuir com a obtenção de saúde pública em áreas de menor densidade populacional (DIX *et al.* 1998).

Segundo Rodgers *et al.* (2005) estes sistemas requerem uma área pequena de terreno, tendo custo per capta baixo, além de uma simplicidade de operação e manutenção. Para o sucesso destas tecnologias junto à população local, a planta deve ser operada sem a supervisão de mão de obra qualificada e monitorada poucas vezes ao ano, além de possuir uma adequação ambiental e um visual agradável.

3.2.1 - Filtro Anaeróbio

De acordo com Young e McCarty (1969) o filtro anaeróbio é um tipo de reator empregado no tratamento de esgotos que se caracteriza 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 na água residuária.

Sua operação dá-se 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, tal como ilustrado na Figura 3.2. No filtro com fluxo descendente, distribui-se o esgoto na região superior e recolhe-se na base. Devido ao risco de entupimento, seu uso é mais apropriado quando o material a ser degradado está predominantemente dissolvido (CHERNICHARO, 1997).

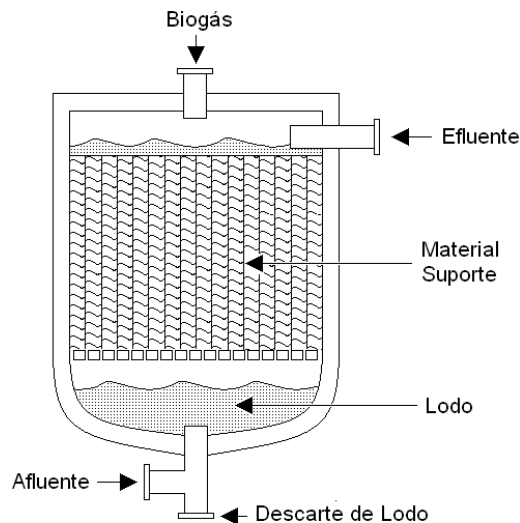


Figura 3.2: Filtro anaeróbico de fluxo ascendente

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, grande disponibilidade e custo reduzido. Tendo em vista a preocupação em atender a estes requisitos, podem-se adotar diversos materiais, dentre eles: blocos cerâmicos, anéis plásticos, pedra britada e cilindros ou esferas perfuradas (SPEECE, 1996).

Segundo Young e McCarty (1969) o tempo médio de residência dos microrganismos nos filtros anaeróbios é muito elevado devido a fixação ao meio suporte, propiciando um bom desempenho do processo de tratamento. Estes mesmos autores citam que a biomassa no interior do reator desenvolve-se de três formas distintas em relação ao material suporte: uma fina camada na superfície, nos interstícios e em flocos ou grânulos abaixo do leito. Uma parte significativa dos microrganismos encontra-se na segunda situação, retida em flocos suspensos nos espaços vazios do meio suporte, levando alguns pesquisadores a afirmarem que o formato possui uma importância superior ao tipo de material empregado.

No tratamento de efluentes diluídos, como é o caso dos esgotos domésticos, a remoção de matéria orgânica ocorre principalmente na parte inferior do filtro

anaeróbio, ou seja, no fundo falso e no início da camada do meio suporte, o que conduz a utilização de alturas mais reduzidas para o reator (CHERNICHARO, 1997). A NBR 13969 (1997) aconselha que a altura do leito filtrante, incluindo o fundo falso, deve restringir-se a 1,20 m, sendo que este fundo falso deve ser limitado a 0,60 m. O diâmetro mínimo do filtro anaeróbio precisa ser de 1,95 m no tratamento de efluentes de tanques sépticos.

Young (1991) reuniu dados operacionais de diversos filtros anaeróbios e correlacionou-os estatisticamente objetivando a determinação dos parâmetros que mais influenciavam o desempenho do sistema. Dentre aqueles analisados encontrou que o tempo de detenção hidráulica foi o que mais interferiu na eficiência da remoção de DQO do sistema. Por sua vez, para Hobson e Wheatley (1993) o grau de mistura tem uma influência significativa no tempo de detenção hidráulica, pois quanto maior a mistura, menor será a quantidade de curtos circuitos e espaços mortos. Estes autores salientam que a velocidade de ascensão do líquido e a produção de gás são importantes fatores que afetam este parâmetro, além de uma uniforme distribuição do afluente.

Segundo Chernicharo (1997), além do tempo de detenção hidráulica a velocidade superficial também interfere no tratamento. Ela deve ser mantida abaixo do limite para o qual se verifique pronunciada perda de sólidos no efluente, sendo que em reatores em escala plena é geralmente da ordem de 2 mh^{-1} .

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%.

3.2.1.1 - Filtro Anaeróbio com Recheio de Bambu

Para van Haandel e Lettinga (1994) um dos empecilhos para a adoção dos filtros anaeróbios em escala real refere-se ao custo do material de enchimento que pode ter a mesma ordem de grandeza que o valor da própria construção do reator. Deste modo, estudando sistemas de tratamento de esgotos acessíveis a comunidades carentes, pesquisadores da UNICAMP constataram que os anéis de bambu são leves e facilmente encontrados em muitas regiões brasileiras, permitindo que filtros anaeróbios tendo este material como recheio possuíssem um baixo custo (COSTA COUTO, 1993).

Assim, Camargo (2000), construiu e operou quatro filtros que continham o bambu em seu interior e obteve, após 300 dias de operação, uma remoção média de DQO e DBO superior a 75%. No que tange 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.

Atuando nestes mesmos reatores, Tonetti (2004) adotou um tempo de detenção hidráulica de somente 3 horas e averiguou uma remoção de matéria orgânica em termos de DBO e de carbono orgânico dissolvido de 50%. Quanto aos sólidos suspensos totais, a redução na concentração foi de 61%.

3.3 - Pós-Tratamento por Filtros de Areia

Uma vez que não produzem um efluente adequado aos padrões legais, os sistemas anaeróbios devem ser vistos como uma primeira etapa do processo, necessitando 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. 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 conceito seria o tanque séptico ou filtro anaeróbio combinado com a aplicação do efluente no solo, que segundo Pell e Nyberg (1989a), ofereceria também a vantagem de exigir pouca manutenção e baixo custo de instalação e operação. Sua viabilidade pode ser comprovada pela ampla utilização na Suécia, Finlândia, Noruega e Dinamarca, onde aproximadamente 2,7 milhões de estabelecimentos empregam este tipo de associação. Os autores destacam que somente na Suécia cerca de 15.000 são construídos a cada ano.

No Brasil seu uso ainda é limitado, mas para respaldar a 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. No presente trabalho será discutida de forma detalhada somente a adoção do filtro de areia.

No princípio do emprego dos filtros de areia na área sanitária, sua adoção apenas objetivava a remoção de turbidez para potabilizar a água. Somente a partir do século XIX, foi que na Europa e nos Estados Unidos passou a ser aproveitado na depuração de efluentes domésticos (FAROOQ e AL-YOUSED, 1993; MICHELS, 1996).

Desde então, este reator biológico tem sido empregado no processamento de esgotos com variadas composições e volumes, demonstrando uma eficiência 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 ou superficiais.

Este autor relata que nos diversos países onde é recomendada sua adoção no tratamento de esgotos domésticos, tal opção é feita de forma empírica e não fruto de estudos científicos que fundamentem seus parâmetros construtivos. Esta conduta pode ser fruto do baixo custo desta tecnologia, além do seu direcionamento as pequenas comunidades, não possibilitando a geração de patentes ou publicação em revistas especializadas. Pell e Nyberg (1989b) e Metcalf e Eddy (2003), reforçam com estranheza que ao longo dos anos este sistema tenha recebido escassa atenção e estudo.

Apesar da filtração em um meio granular ser extensivamente praticada no tratamento de água para a potabilização, os critérios de projeto para esgotos não devem ser derivados diretamente da experiência com tais sistemas (HAMODA *et al.*, 2004).

3.3.1 - Aplicação

Na purificação das águas residuárias, o filtro de areia pode ser utilizado quando se deseja um sistema de pós-tratamento simplificado. Deste modo, atenderia as pequenas comunidades e populações isoladas onde, na maioria dos casos, os moradores possuem pouco conhecimento técnico. Michels (1996) acrescenta como outros itens favoráveis a este reator o pequeno espaço requerido na sua instalação e a pouca energia consumida. Esta característica se deve ao não uso de aeradores, visto que o ar penetra pela tubulação de descarte, satisfazendo as necessidades da oxidação microbiana.

Outras possibilidades de uso se dariam nos condomínios privados, pontos comerciais que margeiam as rodovias, sítios, chácaras, hotéis, tribos indígenas, assentamentos rurais e canteiros de obras da construção civil. Assim, as próprias localidades geradoras de esgotos contribuiriam para evitar a degradação da saúde pública e do ambiente das imediações.

No Brasil, a norma que orienta o dimensionamento dos filtros de areia, a NBR 13969 (1997), recomenda sua aplicação 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 exige 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.

Outra possibilidade seria em locais com terrenos de baixa permeabilidade ou quando há um leito rochoso próximo à superfície (CHECK *et al.*, 1994).

3.3.2 - Funcionamento

O funcionamento deste reator baseia-se na aplicação intermitente de afluente sobre a superfície de um leito de areia por meio de uma tubulação de distribuição (MENORET *et al.* 2002). Durante a infiltração do líquido incide a purificação por mecanismos físicos, químicos e biológicos (AUSLAND *et al.*, 2002).

O tratamento físico é resultante da filtração propiciado pela areia, onde as partículas maiores que o poro são retidas pelo leito, influenciando principalmente na remoção de sólidos suspensos (PROCHASKA E ZOUBOULIS, 2003), enquanto que o químico se processa pela adsorção de determinados compostos. Entretanto, a purificação depende principalmente da oxidação bioquímica que ocorre no contato do

afluente com a cultura biológica, levando Kristiansen (1981c) a sustentar que o leito de areia em conjunto com os microrganismos forma um filtro vivo.

3.3.3 - Biofilme nos Filtros de Areia

Segundo Metcalf e Eddy (2003) após o início da operação de um filtro de areia forma-se uma fina camada de bactérias na superfície dos grãos do leito, aglutinada pela ação dos biopolímeros. Estes microrganismos compõem uma cadeia de solidariedade onde cada indivíduo sintetiza e excreta compostos que acabam utilizados por bactérias vizinhas. De acordo com Flemming e Wingender (2001) esta estrutura biológica é extremamente porosa e absorvente, retendo por meio de absorção o material solúvel e coloidal, além dos microrganismos presentes na água residuária a ser tratada.

Nos filtros de areia, esta habilidade das bactérias se organizarem sobre uma superfície garante uma posição estável em relação a uma fonte de alimento, além de uma otimização do transporte de substrato para o biofilme e dos dejetos para o exterior. Deste modo, tornam-se mais ativas, uma vez que utilizam sua energia apenas para o metabolismo, não despendendo esforços para o deslocamento (MENORET, 2002).

As bactérias são os elementos básicos desta ecologia devido a sua grande importância na decomposição de carboidratos e compostos orgânicos nitrogenados. Outros microrganismos presentes no leito de areia são os protozoários, que são seres unicelulares consumidores de matéria orgânica dissolvida. As espécies mais evoluídas possuem aparelhos capazes de capturar partículas grandes enquanto que os ciliados são predadores de bactérias, ingerindo grande quantidade de alimento durante a fase de crescimento (CALAWAY, 1957).

Porém os protozoários não são muito efetivos no controle do biofilme, passando a ter importância os metazoários. Caso não houvesse a ação deste grupo de

seres vivos poderia haver o acúmulo de bactérias que causaria a colmatação do filtro. Os anelídeos são os mais significativos desse grupo, com grande capacidade para degradar lodos e limos e alimentar-se do biofilme, mantendo a superfície filtrante aberta para a admissão de oxigênio (CALAWAY, 1957).

3.3.4 - Fatores que Influenciam o Tratamento

Para o bom funcionamento de um filtro de areia, de acordo com a USEPA (1999) deve-se atentar basicamente a três fatores: condições ambientais, projeto construtivo e biodegradabilidade do afluente, os quais serão discutidos nos itens seguintes.

3.3.4.1 - 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 o mecanismo de adsorção.

3.3.4.1.1 - Temperatura

Através de pesquisas desenvolvidas na Suécia e Egito, apresentadas por Bahgat *et al.* (1999), constatou-se a influência da temperatura sobre os filtros de areia. Os microrganismos responsáveis pela nitrificação necessitaram de 95 dias para entrar em equilíbrio em um país frio como a Suécia, cuja temperatura variava entre 13 e 14°C (PELL e NYBERG, 1989b). No Egito, onde a mesma estava na faixa de 20 a 32°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 acarretava no entupimento do leito de areia, prejudicando a depuração. Vries (1972) chegou a mesma conclusão após averiguar que um filtro de areia operado a 4°C, perdia totalmente a capacidade de infiltração depois de 10 dias de operação. Todavia, quando o experimento era conduzido em temperatura ambiente, o entupimento não foi observado durante os 240 dias de realização do estudo.

3.3.4.1.2 - Aeração

Pell e Nyberg (1989a) demonstraram que nos filtros de areia a matéria orgânica é removida mais eficientemente em meios aeróbios. Conforme resultados das pesquisas destes autores, houve uma redução da DQO em 90% quando se adotava 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), formaram-se poças com regiões anaeróbias, reduzindo a eficiência a 40%. Em ambas as situações os filtros foram operados com uma carga de 22 Lm⁻² aplicada três 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 nitrificantes (PELL e NYBERG, 1989b c). Caso contrário, segundo a USEPA (1980) pode ocorrer um rápido entupimento e a conseqüente interrupção da nitrificação.

3.3.4.2 - Aspectos Construtivos

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

3.3.4.2.1 - Diâmetro Efetivo (D_{10})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, tendo como uma das razões deste comportamento a formação de fluxos preferenciais através do leito (LOGAN *et al.*, 2001). Tal fato propicia um baixo rendimento com valores oscilantes de remoção de matéria orgânica, porém podem-se adotar altas taxas de aplicação com menores possibilidades de entupimento (USEPA, 2002).

O uso de areia mais fina possibilita uma efetiva nitrificação e remoção de matéria orgânica, no entanto a quantidade de afluente aplicado é pequena e o filtro entope-se rapidamente (USEPA, 1980). Segundo Kang (2004), esta maior ação nitrificante pode ser explicada pela maior área média dos grãos de areia, que garantem uma maior superfície de adesão para os microrganismos.

Corroborando estas afirmações, 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

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% da massa total da amostra (NBR 6502, 1995).

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 dados 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 ($7,3 \text{ mgL}^{-1}$), indicando um baixo potencial de adsorção. Nos outros casos a concentração chegou a no máximo $0,3 \text{ mgL}^{-1}$.

Para Bomo *et al.* (2003) o tempo de detenção hidráulica do meio filtrante correlaciona-se diretamente com a área do poro entre os grãos de areia, sendo maior na areia fina que na areia grossa. Estes autores destacam que a remoção de bactérias é mais eficiente na areia fina comparativamente a grossa. Este resultado está de acordo com Stevik *et al.* (2004), que averiguou que um longo tempo de detenção hidráulica aumenta a remoção dos microrganismos patogênicos.

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. Especificamente para os sólidos suspensos as remoções de ambas foram próximas a 88% e para a DBO atingiram 76%. A diferença encontrada foi que a areia mais grossa permitia um tempo de uso mais longo até a necessidade de manutenção do leito. Farooq e Al-Yousef (1993) obtiveram um tratamento mais vantajoso com a combinação de areia grossa com um leito mais profundo, quando confrontado ao emprego de areia fina com profundidades rasas.

Quanto às normatizações, 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 (1999) aconselha a faixa de 0,25 a 0,75 mm. De acordo com Metcalf e Eddy (2003) não mais que 1% da areia pode ser mais fina que 0,13 mm.

3.3.4.2.2 - Coeficiente de Desuniformidade (C_D)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 (1999) e a NBR 13969 (1997), concordam que o C_D da areia de um filtro seja inferior a quatro.

Van Buuren *et al.* (1999) afirmam que remoções maiores de coliformes fecais são obtidas com areias com diâmetro efetivo de 0,2 mm e coeficiente de desuniformidade entre 1,5 e 3,0. Entretanto, consideram que tais características conduzem a uma oxigenação deficiente e à colmatação, recomendando o uso de D_{10} de 0,5 a 1,0 mm. Para Bancolé *et al.* (2003) o C_D deve ser menor que 10.

3.3.4.2.3 - Profundidade do Leito

A USEPA (1999) aconselha o emprego de leitos de areia com espessura entre 45 e 91 cm, porém discute que a purificação do afluente ocorre, principalmente, até 30 cm abaixo da superfície. Para esta agência ambiental as camadas rasas de areia mantêm o custo baixo enquanto que valores maiores garantem um efluente com qualidade mais constante, além de não ser afetado severamente pela chuva. No Brasil, apesar da grande extensão territorial e diversidade climática, a NBR 13969 (1997) especifica unicamente 0,70 m como a única profundidade a ser utilizada.

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 6502, 1995). Ele é calculado por meio 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).

Buscando compreender a evolução do tratamento do afluente ao longo da infiltração em um leito de areia, Pell e Nyberg (1989a) coletaram amostras em diversas profundidades a partir da superfície. Os pesquisadores notaram que a decomposição da matéria orgânica incidia 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. Em experimento similar conduzido por Ellis (1987) constatou-se que 50% da nitrificação e remoção dos sólidos ocorriam 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) também demonstraram a importância da camada superficial dos filtros de areia, ao examinar que o tempo gasto para as bactérias nitrificantes atingirem o equilíbrio de suas atividades nas proximidades da superfície era semelhante ao despendido por todo o sistema até a estabilização. Destaca-se que estes pesquisadores encontraram que os sólidos suspensos eram retidos principalmente na superfície do leito. Quanto a fósforo e coliformes, Pell e Nyberg (1989a) recomendam no mínimo 75 cm de profundidade para um adequado tratamento.

Especificamente quanto a remoção de matéria orgânica, Widrig *et al.* (1996), testaram espessuras de leito entre 0,31 m e 1,63 m, com areia de diâmetro efetivo de 0,25 mm e carga hidráulica de 0,076 m.dia⁻¹ de esgoto. Neste experimento os autores encontraram concentrações de DBO no efluente do filtro mais raso de 11,0 mgL⁻¹ e no mais profundo de 2,5 mgL⁻¹, permitindo que chegasse a conclusão de que as profundidades superiores a 0,90 m não propiciavam vantagens ao tratamento.

No que tange aos microrganismos, segundo Bomo *et al.* (2004) no topo dos filtros de areia o número de protozoários era significativamente maior que na zona intermediária e na parte inferior, correlacionando-se com a remoção das bactérias patogênicas. Este resultado está de acordo com o encontrado por Weber-Shirk (1999), que obtiveram que a concentração de *E. coli* declinava mais rapidamente no efluente dos filtros de areia que possuíam protozoários em relação àqueles que estavam isentos destes microrganismos.

3.3.4.3 - Ação Química e Biológica no Leito

No que diz respeito à composição do leito, a USEPA (1999) 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, Arias *et al.* (1999) afirmam que uma alta concentração de calcário, além de ferro e alumínio, amplia a capacidade de retenção de fósforo e, segundo Rodgers *et al.* (2005) e Sovik e Klove (2005), caso haja a associação com um baixo pH, tem-se uma melhoria ainda mais significativa na remoção deste composto. Este comportamento está de acordo com o encontrado por Jokela *et al.* (2002), os quais notaram que em solos ácidos, o fósforo pode ser precipitado pelos íons de ferro, alumínio e manganês e, em solos alcalinos, o íon Ca^{2+} acaba formando um fosfato insolúvel.

Corroborando esta informação, Prochaska e Zouboulis (2003) também perceberam que a presença de Ca^{2+} no leito de areia favorece a precipitação química devido a criação de várias formas de fosfatos de cálcio. Valores de pH do afluente entre 6,5 e 7,0 acabam por aumentar a eficiência desta reação e, caso tenha-se um esgoto mais ácido, com pH oscilando de 5,0 a 6,0; a presença de ferro e alumínio deve ter maior influência. Segundo estes autores, a remoção do fósforo por meio da imobilização

depende da natureza do material do leito, incidindo de forma mais efetiva quando se aumenta o teor de argila, enquanto que a precipitação está relacionada com a presença dos cátions Fe^{3+} , Al^{3+} e Ca^{2+} . A incorporação ao biofilme é outro mecanismo, dando-se pela inclusão do fósforo no metabolismo dos microrganismos e a conseqüente acumulação como biomassa.

Segundo a USEPA (1980), a redução na concentração de fósforo atinge percentuais de até 50% em filtros recém postos em operação, mas conforme ocorre o amadurecimento do leito, existe uma perda da eficiência. Nielsen *et al.* (1993) encontraram remoções que oscilaram entre 40 e 60% enquanto que Guilloteau *et al.* (1993) obtiveram uma diminuição nas concentrações de 50%, sendo que em ambos os trabalhos os filtros de areia entraram em operação durante a pesquisa. Por outro lado, filtros amadurecidos operados por Boller *et al.* (1993) apresentaram uma eficiência de remoção de somente 25%.

No que diz respeito à ação do filtro de areia na remoção natural dos microrganismos patogênicos, para Selas *et al.* (2002), além da filtração e adesão existe a mortalidade. Estes pesquisadores constataram que a remoção das bactérias patogênicas era alta, especialmente quando se compara o período de partida com o estado de equilíbrio, onde existia uma grande população de protozoários atuando como predadores.

Segundo Stevik e Ausland (2004) e Bancolé (2001) a remoção de microrganismos em filtros de areia atinge valores de 2 a 6 unidades logarítmicas, ocorrendo devido a retenção e a degradação. Na retenção estão envolvidos os mecanismos físicos de filtração mecânica enquanto que na degradação o microrganismo é exposto a um conjunto de fatores abióticos e bióticos desfavoráveis. Entre os abióticos incluem-se: umidade, pH, temperatura e teor de matéria orgânica. Quanto aos bióticos está a presença de predadores, principalmente de protozoários (STEVIK *et al.*, 2004). Nesse sentido, van Buuren *et al.* (1999) afirmam que a remoção de coliformes fecais aumenta em condições aeróbias associadas com um aumento da temperatura e redução do pH.

Em um trabalho conduzido por Bomo *et al.* (2004), não foram encontrados protozoários no filtro de areia na sua partida. No entanto, em 30 dias de experimento a quantidade destes microrganismos aumentou significativamente e correlacionou-se com o acréscimo da remoção de bactérias patogênicas. O pico de densidade destas bactérias era seguido alguns dias depois pelo aumento do número de protozoários. Os autores destacam outros mecanismos de remoção, tal como a adesão no biofilme, mas ressaltam que o predatismo é o mais importante.

3.3.5 - Aspectos Operacionais

A seguir serão discutidos os principais itens referentes aos aspectos operacionais, que são: a taxa de aplicação, a distribuição do afluente, o período de repouso e a frequência de dosagem.

3.3.5.1 - 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 $100 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ e caso seja proveniente de um processo aeróbio, dobra-se este valor. Onde a temperatura média mensal do esgoto for inferior a 10°C , os limites serão respectivamente de 50 e $100 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$. Apesar da USEPA (*United States Environmental Protection Agency*) ser uma agência ambiental de um país com clima mais frio, recomenda taxas superiores aos da norma brasileira, variando entre 80 e $200 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ quando a alimentação provém do tanque séptico e de 200 a $400 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, 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). Brissaud e Lesavre (1993) notaram que uma má distribuição da água residuária na área de infiltração acaba formando curtos circuitos que acarretam em um pequeno tempo de detenção hidráulica no filtro de areia e em um pobre desempenho na remoção dos poluentes.

Em um experimento conduzido por Rodgers *et al.* (2005), que estudaram o emprego de esgoto doméstico em duas diferentes taxas de aplicação em colunas de areia de 0,425 m e 0,900 m de profundidades, obteve ao utilizar $42 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ uma remoção de 67% em termos de DBO na coluna mais rasa e 77% na mais profunda. Para a aplicação da taxa de $20 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, ambas as colunas removeram 99% dos valores encontrados para este parâmetro. Neste último caso a oxidação da amônia foi praticamente completa nas duas situações.

Tonetti *et al.* (2005) estudando filtros de areia com profundidades de leito de 0,75 m e 1,00 m, encontraram que mesmo quando se aplicavam 300 Lm^{-2} distribuídos em três disposições de 100 Lm^{-2} ao longo do dia, havia a geração de um efluente com valores de DBO sempre inferiores a 50 mgL^{-1} .

3.3.5.2 - Período de Repouso e Freqüência de Dosagem

Buscando atender a manutenção de um permanente suprimento de ar para as bactérias, os filtros de areia funcionam com uma alternância de dosagem e descanso. Segundo a USEPA (1980) este procedimento objetiva criar condições aeróbias na estrutura do leito. Para Bahgat *et al.* (1999), a oxigenação do leito também favorece o crescimento das bactérias nitrificantes, ampliando a transformação do nitrogênio orgânico e amoniacal em nitrato.

Metcalf e Eddy (2003) e Menoret *et al.* (2002) acrescentam que a intermitência também permite o equilíbrio do desenvolvimento bacteriano devido ao processo regulador da massa biológica pela respiração endógena. Esse controle ajuda ainda na preservação das condições de infiltração do leito. Outra justificativa para a adoção da aplicação intermitente foi apresentada por Zhang *et al.* (2005), que obtiveram com uma alimentação contínua uma baixa remoção de nitrogênio amoniacal, atribuída a uma insuficiente nitrificação. Os autores também encontraram que a taxa de remoção de nitrogênio amoniacal aumentou de 70% para 90% quando não foi empregada esta aplicação contínua e adotou-se uma intermitência nas disposições de esgoto.

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 pela decomposição da matéria orgânica que estava em seu interior.

Segundo este autor, 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 permitiu a conclusão de que não existe a necessidade de longos períodos de secagem, mas seria importante a drenagem do filtro para o restabelecimento de um sistema aeróbio.

3.3.5.3 - 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 acontece o bloqueio dos poros pelos sólidos suspensos, caracteriza-se o entupimento físico. O biológico é resultante do crescimento

microbiano ou de seus subprodutos. Em todos estes casos, diminui-se o tamanho dos poros levando a perda de permeabilidade e capacidade hidráulica do leito, além da formação de condições anaeróbias abaixo desta camada, onde somente os microrganismos que suportem tal metabolismo poderiam realizar o tratamento (KRISTIANSEN, 1981a). Para Rodgers *et al.* (2005) a formação de biomassa na camada superficial aumenta o tempo de retenção e reduz a área efetiva para o fluxo de líquido, além de alterar a capacidade hidráulica e a taxa de infiltração.

Em um experimento conduzido por Kristiansen (1981a) com a utilização de colunas de areia, notou-se que a perda de infiltração incidia principalmente nos primeiros 2 cm do solo, resultante dos sólidos e da atividade biológica, enquanto que 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 advir a obstrução do leito, sua natureza era biológica. Esse autor sugere que a concentração máxima de sólidos no afluente deveria ser de 10 mgL^{-1} .

Siegrist e Boyle (1987) afirmam que certo grau de entupimento melhora o tratamento físico, químico e biológico. No entanto, quando há um forte entupimento, tem-se como resultado um mau funcionamento hidráulico além da formação de condições anaeróbias. Estes autores também ressaltam que a biomassa presente na camada superficial do filtro de areia aumenta a média do tempo de retenção do líquido e reduz a efetiva área para o fluxo, levando a formação de poças. Este acúmulo de água residuária leva a um sério dano ao tratamento, causando uma temporária suspensão das atividades.

Segundo van Buuren *et al.* (1999) a máxima carga de sólidos suspensos aplicada em filtros que tenham areia com diâmetro específico de 0,17 mm; 0,40 mm e 0,68 mm deverá ser de aproximadamente 4, 10 e $13 \text{ gm}^{-2}\text{dia}^{-1}$. Partindo deste ponto e assumindo uma concentração de 260 mgL^{-1} no esgoto bruto e 40% de remoção no

tanque séptico, o efluente deste reator terá uma concentração de 156 mgL^{-1} quanto a este parâmetro. Adotando $13 \text{ gm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ com a máxima carga de sólidos suspensos, a maior taxa de efluente aplicado em filtros intermitentes de areia deveria ser de $83 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$.

Pell e Ljunggren (1996) afirmam que caso exista um adequado pré-tratamento haverá a retenção ou decomposição das macromoléculas evitando o entupimento da superfície do filtro de areia.

3.4 - Remoção do Nitrogênio

As atividades humanas têm atuado significativamente no ciclo do nitrogênio, acarretando em efeitos deletérios a saúde humana e ao equilíbrio ecológico. Uma das principais fontes deste desequilíbrio é o esgoto, o qual possui em sua composição a forma orgânica, amoniacal e, em menor quantidade, nitrato e nitrito, sendo que este último é muito instável e facilmente oxidado (METCALF e EDDY, 2003).

A descarga destes compostos contribui com o processo de eutrofização dos corpos hídricos e estimula o crescimento de algas e plantas aquáticas que, além de serem desagradáveis visualmente interferem nos usos da água, notadamente na potabilização, produção de peixes e recreação. Especificamente para o nitrato, a USEPA (1993) faz referência a metahemoglobinemia ou doença dos bebês azuis, que resulta na morte prematura de recém nascidos. Também há evidências epideomológicas que a ingestão desta substância contribui com o câncer gástrico.

No que se refere ao emprego dos métodos simplificados para o tratamento de esgotos, um dos principais problemas refere-se justamente a contaminação da água subterrânea por $\text{N} - \text{NO}_3^-$. Este composto é resultante do processo da transformação do nitrogênio orgânico e amoniacal e possui a propriedade de mover-se rapidamente no

solo, podendo atingir o aquífero (PILUK e BYERS, 2001). Segundo a USEPA (1993) o limite de 10 mgL^{-1} de nitrato para a água potável muitas vezes é superado em áreas rurais, ocasionado pela existência dos tanques sépticos. Em algumas partes da Europa, devido às altas concentrações resultantes da chuva sobre regiões agriculturáveis e ao lançamento de esgotos nos corpos hídricos, entre 0,5% a 10% da população está exposta a níveis acima de 50 mgL^{-1} em termos de NO_3^- (OMS, 1998).

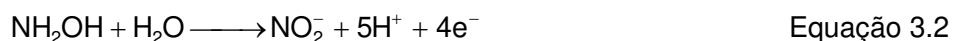
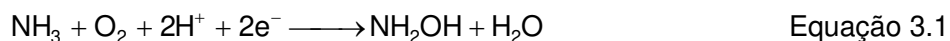
Um dos meios para obter a remoção de tais compostos nitrogenados seria a nitrificação seguida pela redução biológica do nitrato produzido para nitrogênio gasoso, conhecida como desnitrificação (METCALF e EDDY, 2003).

3.4.1 - Nitrificação

O processo de nitrificação ocorre pela ação de populações de bactérias que oxidam a amônia para nitrato, tendo a formação do nitrito como intermediário. Cada estágio é realizado por diferentes grupos de bactérias que usam a amônia e o nitrito como fornecedores de energia e o oxigênio molecular como receptor de elétrons, enquanto que a fonte de carbono é o CO_2 .

Os dois principais gêneros que tomam parte nestas reações bioquímicas são as *Nitrosomonas* e as *Nitrobacter*. Ambos os grupos são classificados como organismos autotróficos porque obtêm sua energia para o crescimento a partir da oxidação de compostos nitrogenados inorgânicos (USEPA, 1993). Metcalf e Eddy (2003) são mais específicos, afirmando que as bactérias do gênero *Nitrosomonas*, *Nitrosococcus*, *Nitrospira*, *Nitrosolobus* e *Nitrosorobio* participam da etapa que converte o nitrogênio amoniacal para nitrito, denominada de nitrificação. A nitrificação, na qual se tem a transformação do nitrito para nitrato, envolve os gêneros *Nitrobacter*, *Nitrococcus*, *Nitrospira*, *Nitrospina* e *Nitroeystis*.

A nitrificação se dá em dois passos. No primeiro, apresentado na Equação 3.1, tem-se a oxidação da amônia a hidroxilamina (NH_2OH) no interior da membrana citoplasmática, havendo a necessidade da presença de oxigênio molecular e energia para que a reação aconteça. Na segunda etapa, descrita por meio da Equação 3.2 a hidroxilamina é convertida em nitrito, liberando dois pares de elétrons. Um dos pares formados acaba utilizado na primeira etapa da oxidação da amônia enquanto o outro é empregado na produção de energia e redução do oxigênio molecular em água (Equação 3.3). Na Equação 3.4 está exposta a reação global deste processo bioquímico (COLLIVER e STEPHENSON, 2000).

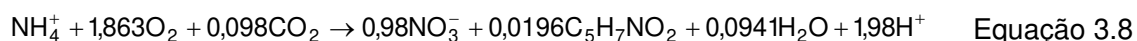


A nitratação é realizada com o oxigênio molecular sendo fornecido pela água, havendo a liberação de outro par de elétrons que também é utilizado na produção de energia e redução do oxigênio molecular para a reconstituição da água (COLLIVER e STEPHENSON, 2000). Tais etapas estão ilustradas nas Equações 3.5 e 3.6, e na 3.7 está a equação geral dessa fase da nitrificação.



Ao avaliar de forma global o processo de nitrificação, Metcalf e Eddy (2003) citam que as bactérias *Nitrosomonas* possuem uma taxa de crescimento menor que as do gênero *Nitrobacter*, assim a oxidação do íon amônio a nitrito é considerada o passo limitante. Tal afirmação está de acordo com o exposto por Henze *et al.* (1997), para os quais a oxidação do nitrogênio amoniacal é a etapa limitante do processo, pois sua velocidade de conversão é relativamente mais lenta que a velocidade de oxidação do nitrito. Em processos convencionais o nitrito somente aparecerá em concentrações superiores a $1,0 \text{ mgL}^{-1}$, quando o reator estiver em estado transiente ou existir variação de carga ou arraste da biomassa.

Metcalf e Eddy (2003) representam a biomassa bacteriana pela forma empírica $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$ e, a partir deste conceito os autores sugerem que a reação global assume a forma apresentada na Equação 3.8. Assim, para 1,00 g de $\text{N}-\text{NH}_4^+$ convertido, acaba ocorrendo o consumo de 4,25 g de O_2 , formando 0,16 g de novas células a partir da utilização de 0,08 g de carbono inorgânico, além de diminuir em 7,07 g a alcalinidade como CaCO_3 do meio.



Segundo Matsumura *et al.* (1997), como as bactérias nitrificantes são de crescimento lento, podem ser facilmente lavadas nas culturas em suspensão encontradas em lodos ativados. Deste modo, para operar um processo de nitrificação de alta taxa alguma forma de retenção da biomassa é requerida.

3.4.1.1 - Fatores que Influenciam a Nitrificação

Dentre os principais fatores que afetam o processo de nitrificação, podem ser citados a concentração de oxigênio dissolvido, o pH, a temperatura e a idade do lodo. Para van Haandel e Marais (1994) o valor crítico de oxigênio dissolvido para as bactérias nitrificantes é a concentração abaixo da qual há a formação de ambiente

anaeróbio ou anóxico, sendo que esse parâmetro depende da velocidade de consumo de oxigênio e da quantidade de biomassa no reator.

Segundo Surampalli *et al.* (1997) a velocidade máxima de nitrificação ocorre em concentrações de oxigênio dissolvido acima de $2,0 \text{ mgL}^{-1}$ e, caso seja inferior a $0,5 \text{ mgL}^{-1}$, há uma redução drástica desta transformação. Para a USEPA (1993) a completa nitrificação pode ser atingida com concentrações de oxigênio de $0,5 \text{ mgL}^{-1}$, no entanto recomenda valores superiores a $2,0 \text{ mgL}^{-1}$, visto que na prática ocorrem choques de carga orgânica, problemas na difusão do oxigênio e competição entre as bactérias heterotróficas e as nitrificantes, limitando o oxigênio dissolvido.

Van Haandel e Marais (1999) afirmam que para cada mol de nitrogênio nitrificado, há o consumo de 100 g de alcalinidade na forma de CaCO_3 . Assim, dependendo do sistema utilizado, se não for adicionado um composto que forneça valores de alcalinidade, tem início a queda do pH que pode acarretar a inibição dos microrganismos e na interrupção da nitrificação. Piluk e Byers (2001) aconselham que o nível de alcalinidade em termos de carbonato de cálcio seja mantido acima de 40 mgL^{-1} . Neste sentido, Biesterfeld *et al.* (2003) encontraram para valores menores que 40 mgL^{-1} de CaCO_3 uma diminuição da taxa de produção de nitrito e nitrato, influenciada pelo pH do meio. No uso de valores superiores a 45 mgL^{-1} os autores notaram que as taxas não haviam sofrido alteração.

Henze *et al.* (1997) relataram que o pH ótimo para a formação de nitrato e nitrito é maior que 7, no entanto os valores para este parâmetro não são bem definidos, oscilando na faixa entre 7 e 9. Estes autores ressaltam que as bactérias envolvidas na nitrificação possuem uma facilidade de adaptação mesmo em situações fora destes limites. Outro ponto refere-se ao cuidado a ser tomado ao registrar o pH em reatores de filme fixo, pois nestes sistemas os valores observados na fase líquida podem ser diferentes daqueles encontrados no biofilme.

No que tange especificamente ao pH, a USEPA (1993) recomenda que esteja entre 6,5 e 8,0 e Metcalf e Eddy (2003) afirmam que a faixa desejável para as

nitrificantes está entre 7,5 e 8,5. Segundo Surampalli *et al.* (1997) em valores abaixo de 7,0 e acima de 9,0 a velocidade é menor que 50% da ótima.

Quanto a temperatura, Ford *et al.* (1980) e Henze *et al.* (1997), observaram um crescimento baixo ou nulo em temperaturas inferiores a 4°C, mas informam que existem relatos indicando que as bactérias nitrificantes imobilizadas em filmes fixos são mais resistentes as mudanças de temperatura. Leenen *et al.* (1997) constataram que a velocidade de consumo de oxigênio de células imobilizadas de *Nitrobacter agilis* a 10°C foi cerca de 70% da velocidade a 30°C, enquanto que dos organismos em suspensão, o percentual foi de apenas 15%.

3.4.2 - Desnitrificação

A nitrificação não reduz a quantidade de nitrogênio que é disposta em um corpo hídrico, mas apenas muda seu estado de oxidação. Somente esta transformação não alivia o problema da eutrofização, porque para isso existe a necessidade de diminuir a disponibilidade deste composto no meio aquático. Um meio para alcançar tal objetivo seria sua disposição na atmosfera na forma gasosa por meio da desnitrificação (VAN RIJN *et al.*, 2006).

Este processo ocorre quando os níveis de oxigênio molecular são baixos, levando as bactérias desnitrificantes a empregarem o nitrato ou nitrito como substituto na respiração (PILUK e BYERS, 2001). Salienta-se que em termos de energia o uso de oxigênio como receptor final de elétrons é favorecido quando comparado ao nitrato. Por este motivo a redução biológica do $N - NO_3^-$ deve ser conduzida em ambiente anóxico, tendo em vista assegurar que o nitrato e não o oxigênio sirva como receptor final de elétrons (USEPA, 1993).

O termo anóxico é usado para se referir a um meio em que há efetivamente ausência de oxigênio dissolvido, mas que possui nitrato, nitrito ou ambos. Para Metcalf

e Eddy (2003) é uma modificação da via metabólica aeróbia. Deste modo, segundo Shmidt *et al.* (2002) os elétrons originários da matéria orgânica, formas reduzidas de enxofre ou do hidrogênio molecular são transferidos para compostos oxidados de nitrogênio, a fim de produzir energia para o metabolismo celular.

Segundo Chudoba *et al.* (1998) as bactérias envolvidas na desnitrificação fazem parte da biomassa dos sistemas de lodos ativados. Estes microrganismos são heterotróficos e energeticamente mais eficientes que as nitrificantes, além de possuírem uma taxa de crescimento maior. Especificamente nos esgotos, verifica-se a capacidade de diversas bactérias heterotróficas e autotróficas, promoverem a desnitrificação. Entre as heterotróficas listam-se os seguintes gêneros: *Achromobacter*, *Acinetobacter*, *Agrobacterium*, *Alcaligenes*, *Arthrobacter*, *Bacillus*, *Chromobacterium*, *Corynebacterium*, *Flavobacterium*, *Hypomicrobium*, *Moraxella*, *Neisseria*, *Paracoccus*, *Propionibacterium*, *Hypomicrobium*, *Rhizobium*, *Rhodopseudomonas*, *Spirillum* e *Vibrio*. Muitas delas são capazes de usar o oxigênio em meio aeróbio, mas na sua ausência reduzem o nitrato (METCALF e EDDY, 2003).

A desnitrificação é um processo de quatro etapas, tal como apresentado nas Equações 3.9 a 3.12 e na Equação Geral 3.13. Neste processo há a produção de alcalinidade, que acarreta a elevação do pH. Para cada 1,00 mg de $N-NO_3^-$ reduzido a N_2 , há um aumento de alcalinidade de 3,57 mg de $CaCO_3$ (VAN RIJN *et al.*, 2006).





Equação 3.13

Nem todos os microrganismos classificados como desnitrificantes podem executar toda a rota metabólica, desde o nitrito até o nitrogênio gasoso. Algumas bactérias efetuam apenas uma parte do metabolismo, a partir do nitrito ou nitrato para um dos compostos gasosos (NO, N₂O ou N₂), passando a ser identificados como desnitrificantes parciais. Além disso, alguns deles são capazes apenas de reduzir nitrato para nitrito, sendo referidos como redutores de nitrato (BOTHE *et al.* 2000).

As bactérias fermentativas de nitrato competem diretamente com as bactérias desnitrificantes, destacando que as primeiras são favorecidas onde a presença do receptor de elétrons é limitada em relação ao doador de elétrons, ou seja, concentrações baixas de nitrito e nitrato. Nos sistemas operados sob estas condições acaba havendo a formação do íon amônio ao invés do nitrogênio gasoso. Este processo é conhecido como redução desassimilatória e é realizado pelas *Aeromonas sp.*, *Vibrio spp.* e *Clostridium sp.* dentre outras (VERSTRAETE e PHILIPS, 1998).

Para Colliver e Stephenson (2000) existe a possibilidade das bactérias nitrificantes autotróficas atuarem como desnitrificantes, produzindo N₂O, NO ou N₂. Entretanto, a velocidade de conversão por esta via é extremamente baixa quando comparada a da via denominada convencional de nitrificação e desnitrificação não tendo papel significativo no tratamento de águas residuárias.

Entre os fatores que afetam a redução do nitrato pode-se mencionar: a concentração de oxigênio dissolvido, temperatura, pH, idade do lodo, relação entre concentração de carbono orgânico e de nitrogênio e qualidade e quantidade de fontes de carbono. Do ponto de vista cinético os dois últimos fatores são os mais importantes (CHUDOKA *et al.*, 1998).

3.4.2.1 - Temperatura, pH e Oxigênio Dissolvido

Henze *et al.* (1997) constataram que o meio ideal para a desnitrificação possui um pH compreendido entre 7,0 e 9,0 enquanto que Surampalli *et al.* (1997) asseguram que a velocidade deste processo bioquímico é reduzida para valores abaixo de 6,0 e acima de 9,0. Van Haandel e Marais (1999) citam que valores ótimos abarcam a faixa que vai de 7,0 até 7,5 e quando menores que 6,0 e maiores que 8,5 reduzem grandemente a taxa desta transformação bioquímica.

Glass e Silverstein (1998) encontraram em um estudo com sistema de lodo ativado aclimatado para pH entre 7,5 e 9,0 que a desnitrificação não era inibida, garantindo uma total remoção dos compostos nitrogenados após 9 horas. Segundo estes autores, valores abaixo de 7,3 propiciavam a produção de N_2O . No mesmo sentido, Henze *et al.* (1997) verificaram que em valores inferiores a 7,0 havia maior geração de N_2O , que segundo van Loosdrecht e Jetten (1998), é um gás com grande solubilidade na água.

No que se refere ao oxigênio dissolvido a redução biológica do nitrato pode ser atingida mais rapidamente caso a concentração esteja próxima a zero, havendo um decréscimo da taxa quando supera $0,2 \text{ mgL}^{-1}$ (DINÇER e KARGI, 2000 e POCHANA e KELLER, 1999). Surampalli *et al.* (1997) apresentaram dados diferenciados ao constatar que somente quando se superava $1,0 \text{ mgL}^{-1}$ havia a inibição da desnitrificação, ressaltando que é fundamental determinar seus valores no interior do floco ou biofilme e não somente na fase líquida.

Do mesmo modo, para Otte *et al.* (1996) se a concentração de oxigênio dissolvido no meio for maior que $1,0 \text{ mgL}^{-1}$ a síntese das enzimas desnitrificantes são impedidas. Por outro lado, Eisentraeger (1985) assegura que apesar da desnitrificação ser sensível à presença de oxigênio dissolvido esta reação bioquímica pode ocorrer até mesmo em concentrações próximas a $4,0 \text{ mgL}^{-1}$ e tal comportamento provavelmente está associada a existência de micro-zonas anóxicas.

Quanto a temperatura, a mesma afeta a taxa de crescimento dos microrganismos, sendo que van Haandel e Marais (1999) mencionam que a desnitrificação alcança seu ápice a 40°C. No entanto, Surampalli *et al.* (1997) encontraram uma faixa ótima no intervalo de 10 a 30°C.

3.4.2.2 - Adição de Fonte Externa de Carbono

No tratamento secundário tem-se que a concentração de matéria orgânica está abaixo da requerida para a desnitrificação, demandando a adição de uma fonte externa de carbono. Esta fonte deve ter baixo custo, não ser tóxica, não causar danos à natureza e estimular a completa redução do nitrato sem a necessidade de adaptação da microflora (LEE e WELANDER, 1996). Para Aesoy *et al.* (1998), além destes requisitos é respeitável considerar: a cinética, grau de utilização, produção de lodo, manuseio, armazenamento, estabilidade e a geração de compostos tóxicos.

De acordo com a USEPA (1993) o composto suplementar ideal seria aquele com custo baixo, facilmente disponível durante todo o ano, livre de nitrogênio e com uma cinética adequada para o processo. Para esta agência o esgoto bruto não é apropriado porque possui alta concentração de amônia e sólidos suspensos, no entanto acaba empregado quando se tolera algum nível destes compostos no efluente.

Entre as substâncias mais conhecidas utilizadas como fonte externa de carbono está o ácido acético, glicose, metano e acetona, sendo que seu uso representa aumento dos custos de operação nas estações de tratamento de esgotos. Para a USEPA (1993) embora exista uma série de compostos alternativos, somente alguns têm sido empregados na prática, tais como: metanol, acetato e o próprio esgoto bruto. O metanol é uma forma comumente utilizada por oferecer uma alta taxa de desnitrificação, no entanto é extremamente inflamável. Lee e Welanders (1996) citam que o acetato e o metanol proporcionam as maiores vantagens, no entanto para o segundo composto existe a necessidade de uma microflora mais específica.

Para van Rijn (2006), a desnitrificação é mais rápida com o emprego de acetato quando comparado a glicose e etanol. Por sua vez, Santos *et al.* (2004) ao estudarem a utilização do metanol, etanol e metano detectaram que o etanol apresentava os maiores valores de constantes cinéticas, propiciando uma velocidade de desnitrificação 2,4 e 7,0 vezes maior que a obtida com metanol e metano, respectivamente.

Uma alternativa para minimizar custos decorrentes do uso de fontes externas de carbono seria a utilização de compostos provenientes das etapas anteriores ao pós-tratamento da água residuária. Desta forma, torna-se interessante o aproveitamento na desnitrificação do metano produzido na digestão anaeróbia. Houbroun *et al.* (1999) sugerem que tal gás pode ser uma fonte alternativa de carbono por ser um composto natural, barato, não tóxico e oferecer facilidade de eliminação.

Foresti *et al.* (2006) também ressaltam que as substâncias provenientes dos processos anaeróbios podem ser utilizadas como doadores de elétrons para a redução do nitrato, principalmente em sistemas combinados anaeróbios e aeróbios. Alguns compostos citados pelos autores, além do metano, são: ácidos orgânicos, álcoois e compostos reduzidos do enxofre.

Segundo van Rijn *et al.* (2006), a razão entre a concentração de carbono e de nitrogênio para a completa redução do nitrato para N_2 depende da natureza do suplemento de carbono e da espécie de bactéria envolvida. Para as fontes de carbono mais facilmente disponíveis, uma relação em massa entre a DQO e a concentração de $N - NO_3^-$ que varie entre 3,0 e 6,0 permite uma completa desnitrificação. Uma limitação de carbono resultaria no acúmulo de produtos intermediários, tais como N_2O , enquanto que o excesso promoveria a formação de amônia (VAN RIJN *et al.*, 2006). Para Her e Huang (1995) uma relação entre carbono e nitrogênio abaixo da ideal, leva ao acúmulo de nitrito, devido a falta do doador de elétrons implicar em impedimento da completa desnitrificação.

Para Chudoba *et al.* (1998) a razão entre a DQO e a concentração de nitrogênio na forma de nitrato é provavelmente o fator mais importante na desnitrificação e a eficiência aumenta com a ampliação desta razão, até que se atinja um valor ótimo, a partir do qual a performance permanece constante. Segundo Carrera *et al.* (2004), a desnitrificação é fortemente influenciada pela competição estabelecida entre os microrganismos heterotróficos e autotróficos que por sua vez depende da razão entre a concentração de matéria orgânica e nitrogênio presente na água residuária. Relações em massa entre DQO e nitrogênio entre 0,71 e 3,40 foram testadas a 25°C para várias cargas de nitrogênio, observando-se uma queda exponencial na velocidade de desnitrificação quando a relação era aumentada.

Çeçen e Gonenç (1995) estudaram a desnitrificação em um filtro submerso de fluxo ascendente e notaram que para evitar a deficiência de carbono orgânico no processo, a relação entre a DQO e a concentração de $N - NO_3^-$ deveria ser de 5, já que valores maiores não ofereciam melhoras significativas. Com razões menores que 4, o incremento do nitrogênio afluente começou a afetar negativamente o processo.

3.4.3 - Processos Convencionais de Remoção de Nitrogênio

Embora o desenvolvimento de novas tecnologias para a remoção de nitrogênio de águas residuárias tenha se intensificado nas últimas décadas, os processos convencionais de lodos ativados ainda são os mais utilizados. A diferença básica acrescida na concepção refere-se a utilização de zonas pré ou pós-anóxicas (METCALF e EDDY, 2003).

No processo pré-anóxico, ilustrado na Figura 3.3, tem-se um tanque anóxico seguido pelo tanque de aeração, onde ocorre a nitrificação. O nitrato produzido no segundo reator é recirculado para o primeiro, sendo que neste caso a própria água residuária afluente serve como fonte doadora de elétrons. Uma desvantagem deste processo seria que a desnitrificação completa é impossível, visto que parte do nitrato

formado no reator aeróbio não retorna para o anóxico, saindo conjuntamente com o efluente (VAN HAANDEL e MARAIS, 1999).

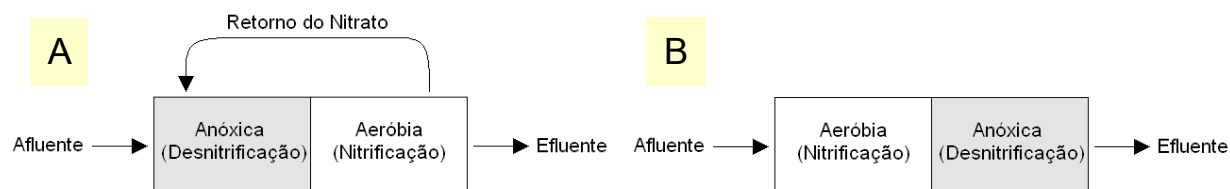


Figura 3.3: Seqüência de reatores na pré-desnitrificação (A) e na pós-desnitrificação (B)

No segundo processo, apresentado na Figura 3.3, tem-se uma etapa aeróbia seguida por uma anóxica. No primeiro reator desenvolve-se a nitrificação juntamente com a remoção de quase todo o material orgânico biodegradável. O licor formado é direcionado para o segundo reator onde é mantido em mistura completa sem aeração com o lodo em suspensão. Neste ponto ocorre a redução do nitrato tendo como redutor o material orgânico não metabolizado na etapa aeróbia e a parcela oriunda do decaimento do lodo ativo. A taxa de desnitrificação é baixa devido à pequena concentração de material biodegradável (VAN HAANDEL e MARAIS, 1999).

Para acelerar a desnitrificação adiciona-se uma fonte doadora de elétrons no reator anóxico. Assim, há o fornecimento de DBO para a redução do nitrato, aumentando a taxa da reação bioquímica. Este processo pós-anóxico pode acontecer tanto com biomassa suspensa como aderida (METCALF e EDDY, 2003).

No sistema Bardenpho há três reatores em série, onde o primeiro e o terceiro são anóxicos, criando condições para a pré e a pós-desnitrificação, e o segundo é aeróbio, possibilitando a nitrificação. No primeiro reator o nitrato introduzido pela recirculação de licor originário da etapa aeróbia tem uma remoção muito acentuada. No terceiro reator há a eliminação do nitrato restante, permitindo a obtenção de um efluente livre deste composto (VAN HAANDEL e MARAIS, 1999). Este sistema demanda grande área de implantação e alto consumo de energia, sendo sugerido apenas quando se requer um efluente com baixíssimos valores de nitrogênio total.

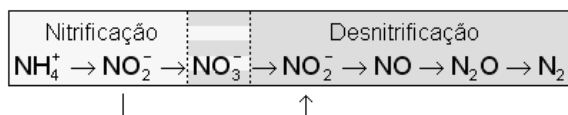
3.4.4 - Novos Processos de Remoção de Nitrogênio

Na nitrificação existe uma demanda por um grande suprimento de energia para a aeração enquanto que na desnitrificação há a necessidade de uma fonte de carbono doadora de elétrons. Ambos estes fatores somados acarretam na ampliação dos custos em uma estação de tratamento, induzindo ao desenvolvimento de processos que reduzam estes dispêndios.

Deste modo, nos últimos anos a literatura tem relatado pesquisas sobre processos não convencionais de remoção de nitrogênio (VERSTRAETE E PHILIPS, 1998). Alguns deles serão descritos de forma sucinta nos subitens a seguir.

3.4.4.1 - Nitrificação Parcial e Processo SHARON

Para a remoção de nitrogênio seria benéfico se a amônia fosse somente oxidada para nitrito e então desnitrificada. Desta forma haveria a economia de oxigênio dissolvido e uma redução no requerimento de matéria orgânica. Esta prática, denominada de nitrificação parcial, baseia-se no fato de que quase todas as bactérias desnitrificantes são capazes de usar o $\text{N}-\text{NO}_2^-$ como receptor de elétrons, eliminando assim a necessidade de redução do nitrato (VAN LOOSDRECHT e JETTEN, 1998). Ruiz *et al.* (2006) representa este processo por meio da Equação 3.14.



Equação 3.14

Segundo Jenicek *et al.* (2004), a seletiva inibição das bactérias que oxidam o nitrito com o mínimo de prejuízo àquelas que transformam a amônia em $\text{N}-\text{NO}_2^-$ é um

aspecto crucial desta técnica, sendo que muitos procedimentos têm sido sugeridos para atender este objetivo.

Uma forma apontada por Gee *et al.* (1990) seria a manutenção de um pH em condições desfavoráveis ao crescimento das bactérias que oxidam o nitrito. Para isso, segundo Khin e Annachhatre (2004) leva-se em conta que o equilíbrio entre NH_4^+ e NH_3 é dependente do valor deste parâmetro. Assim, um meio com pH superior a 6,5 possui maiores concentrações de amônia, criando condições para o desenvolvimento das bactérias que oxidam este composto, denominadas de nitritantes. Associado a este fato tem-se que nestas mesmas condições os microrganismos que agem sobre o nitrito possuem uma taxa de crescimento menor que aqueles que oxidam o NH_3 .

Hellinga *et al.* (1998) reforçam esta idéia ao afirmarem que o principal substrato das nitritantes é o NH_3 e não o NH_4^+ . No entanto é possível que depois de algumas semanas possa ocorrer a adaptação das bactérias que oxidam o nitrito, restabelecendo a nitrificação completa (VAN LOOSDRECHT e JETTEN, 1998).

No mesmo sentido, Phillips *et al.* (2002) afirmam que a concentração do íon amônio causa o acúmulo de nitrito, mas o efeito da amônia livre era aparentemente mais pronunciado. Para estes autores concentrações de oxigênio dissolvido inferiores a $0,5 \text{ mgL}^{-1}$ também conduzem a um aumento dos valores de NO_2^- . Corrobora esta informação Khin e Annachhatre (2004), segundo o qual pode-se controlar o crescimento das bactérias que oxidam o nitrito levando-se em conta sua menor afinidade por oxigênio quando comparadas as que oxidam a amônia.

Para sustentar estas observações, Ruiz *et al.* (2006) encontraram em um experimento que a nitrificação não era afetada em uma faixa de oxigênio dissolvido que variava entre $1,7 \text{ mgL}^{-1}$ e $5,7 \text{ mgL}^{-1}$. Na concentração de $1,4 \text{ mgL}^{-1}$ iniciou-se a acumulação de nitrito, sendo que sua maior concentração deu-se com o emprego de $0,7 \text{ mgL}^{-1}$ de O_2 no meio líquido.

Por sua vez, Anthonisen *et al.* (1976) durante a condução de suas pesquisas observaram que alterações de temperatura também influenciavam no acréscimo de amônia livre, possibilitando acúmulo de N-NO_2^- . A concentração de NH_3 a 30°C é cerca de duas vezes maior que a 20°C , para o mesmo pH e mesmo valores de nitrogênio amoniacal. Estes autores afirmam que além de influenciar o equilíbrio entre as espécies químicas, a relação entre as taxas de crescimento dos microrganismos nitrificantes também muda com a temperatura. O valor ótimo para a nitratação é maior que o da nitrificação, mas para temperaturas superiores a 25°C a taxa máxima de crescimento específico das *Nitrobacter* sp. é inferior a das *Nitrossomonas* sp.

Especificamente a 35°C a taxa de crescimento das bactérias que oxidam o nitrito é aproximadamente a metade daquelas que oxidam a amônia, permitindo que com um tempo de detenção hidráulica curto as primeiras não se mantenham no sistema (KHIN e ANNACHHATRE, 2004). Ilustrando estas informações, na Figura 3.4 está exposta a relação entre a temperatura e a idade do lodo, segundo levantamento de Hellinga *et al.* (1998).

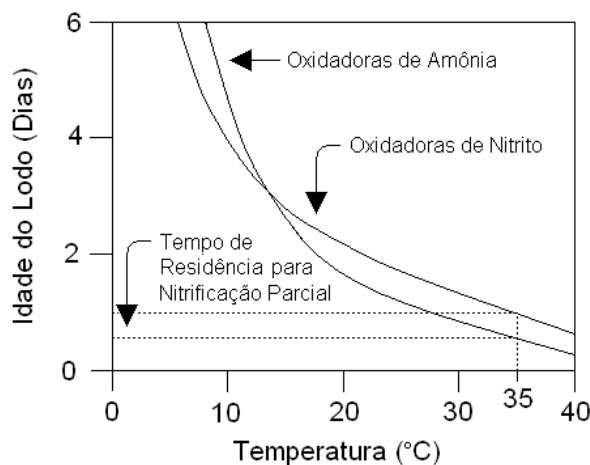


Figura 3.4: Temperatura em função da idade do lodo para as bactérias que oxidam o nitrito e a amônia

A partir deste conceito o processo SHARON (*Single Reactor System for High Ammonia Removal Over Nitrite*) propõe a nitrificação parcial em um reator aeróbio de

fluxo contínuo, sem retenção de biomassa, operando em uma temperatura acima de 26°C. Nestas condições, quando o tempo de detenção hidráulica for inferior a velocidade de duplicação das bactérias que oxidam o nitrito, mas superior ao das que agem sobre a amônia, os primeiros organismos serão lavados do sistema (SCHMIDT *et al.* 2003). Deste modo, no SHARON a nitrificação e a desnitrificação autotrófica ocorrem em um mesmo reator (AHN, 2006). Para Khin e Annachhatre (2004) o processo deve ser operado em pH maior que 7, além de ser mais adequado para efluentes com concentração de amônia superior a 0,5 gL⁻¹.

Verstraete e Philips (1998) colocam como principais vantagens do SHARON a economia de energia e de doadores de elétrons na desnitrificação. Mulder e van Kempen (1997) acrescentam como benefícios o baixo investimento de implantação, operação e manutenção, uma vez que utiliza apenas um reator com custos de aeração reduzidos. Como resultado, 25% do oxigênio e 40% da demanda por carbono seriam economizados quando comparada a desnitrificação tendo o nitrato como intermediário. Outro ponto a ser salientado seria a existência de uma cinética mais rápida quando confrontada a remoção via N – NO₃⁻ (JENICEK *et al.*, 2004).

Porém, estes autores salientam que o sistema em escala real apresenta dificuldades para manutenção de temperaturas tão elevadas, pois a faixa tida como ótima encontra-se entre 30 e 40°C. É importante frisar também que uma fonte externa de carbono doadora de elétrons e um efetivo sistema de aeração ainda são necessários (SCHMIDT *et al.* 2003). Além do que o lodo desnitrificante deve ser adaptado para o nitrito, o qual é tóxico mesmo em baixas concentrações (Ruiz *et al.* 2006).

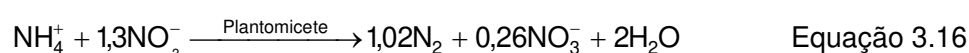
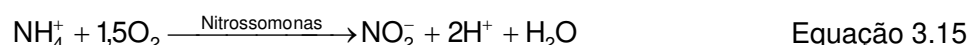
3.4.4.2 - ANAMMOX

O ANAMMOX (*Anaerobic Ammonium Oxidation*) é um processo de remoção dos compostos nitrogenados em condições limitadas de oxigênio, possibilitando o surgimento de uma cultura de bactérias aeróbias e anaeróbias capazes de oxidar a

amônia tendo o nitrito como receptor de elétrons (KHIN e ANNACHHATRE, 2004 e SCHMIDT *et al.* 2003).

A cooperação entre estes dois diferentes grupos microbianos é de vital importância, sendo que as nitrificantes oxidam a amônia até nitrito com o consumo de oxigênio, criando um ambiente anóxico adequado ao ANAMMOX. Para van Rijn *et al.* (2006), esta técnica permite a completa remoção de amônia pela via autotrófica sem a adição de uma fonte de carbono, pois as bactérias envolvidas utilizam o CO₂ no processo catabólico.

Verstraete e Philips (1998) afirmam que a chave do ANAMMOX seria o fornecimento de oxigênio em concentração que transforme o nitrogênio amoniacal até nitrito e então, com baixos valores de receptores de elétrons, as bactérias consumiriam o próprio N–NO₂⁻ para oxidar a amônia restante. Os dois grupos de microrganismos autótrofos participantes deste processo são as bactérias aeróbias *Nitrossomonas* e as anaeróbias *Plantomycete*, sendo que a conversão do nitrogênio amoniacal para N₂ dá-se em duas etapas, demonstradas nas Equações 3.15 e 3.16.



Os microrganismos envolvidos no ANAMMOX são de crescimento lento, dobrando sua população somente a cada onze dias, impondo como um parâmetro a ser considerado no projeto em escala real a retenção da biomassa. Deste modo, torna-se extremamente interessante a habilidade natural que estas bactérias possuem para formar biofilme (ABMA, *et al.*, 2007). Na Figura 3.5 está apresentado um esquema sugerido por Fux *et al.* (2002), que confronta a desnitrificação clássica com este novo método para remoção do nitrogênio.

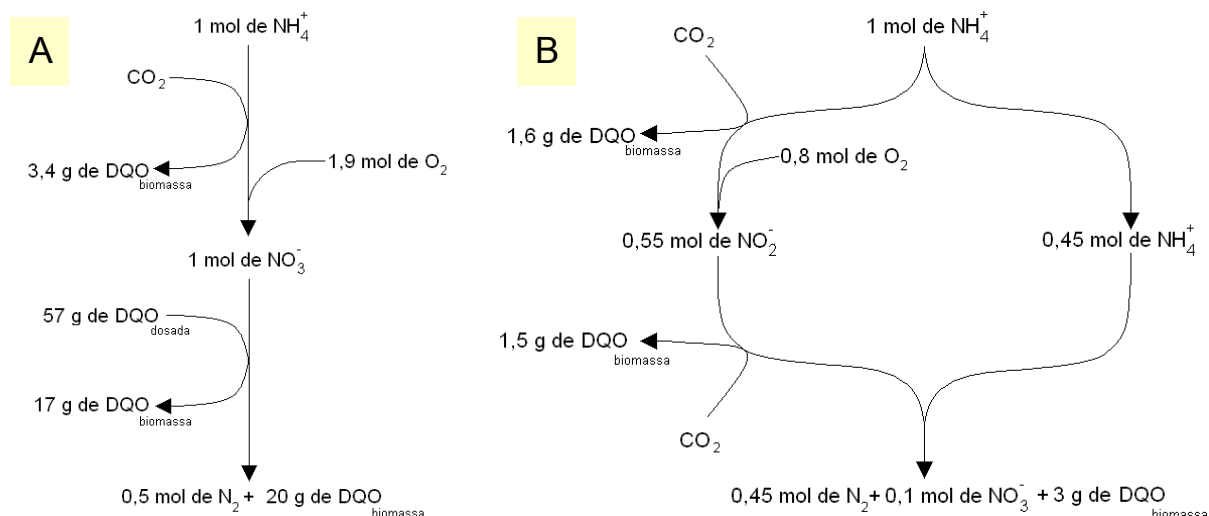


Figura 3.5: Comparação do consumo de oxigênio e DQO na desnitrificação clássica (A) e na nitrificação parcial associada ao ANAMMOX (B)

Para Verstraete e Philips (1998) o ANAMMOX traz uma economia no fornecimento de oxigênio dissolvido e de doadores de elétrons que normalmente são os insumos mais custosos na remoção de nitrogênio. Para os autores é possível, sem gastos com substâncias que forneçam alcalinidade, economizar aproximadamente 62% de oxigênio quando comparado aos métodos convencionais. Entretanto seu principal problema diz respeito a necessidade de um alto nível de controle operacional, realidade difícil de acontecer em estações de tratamento de esgotos.

Como o ANAMMOX carece de uma etapa precedente que produza $\text{N} - \text{NO}_2^-$ por meio de nitrificação parcial, a idéia de combiná-lo com o SHARON é sugerida por vários pesquisadores. Nesta associação a água residuária contendo nitrogênio na forma amoniacal seria oxidada no reator SHARON até a formação de nitrito, sendo posteriormente encaminhada para a fase ANAMMOX (KHIN e ANNACHHATRE, 2004 e SCHMIDT *et al.*, 2003). Para Fux *et al.* (2002) o efluente do primeiro reator deve ter uma razão entre a concentração de nitrito e de amônia próxima a 1,3 e, segundo Ahn (2006), no SHARON deve ocorrer uma conversão de 55% a 60% do $\text{N} - \text{NH}_4^+$ para $\text{N} - \text{NO}_2^-$.

Volcke *et al.* (2006) destacam o interesse crescente por esta combinação, mas ressaltam que quando a razão entre a concentração de nitrito e de amônia no afluente do reator ANAMMOX desvia do ideal, perde-se eficiência devido ao acúmulo de nitrito, levando o tratamento ao colapso.

3.4.4.3 - Nitrificação e Desnitrificação Simultânea

A remoção de nitrogênio em sistemas de tratamento normalmente é feita em duas etapas, a nitrificação seguida da desnitrificação, requerendo reatores separados ou operados de forma intermitente. Porém, estudos recentes têm demonstrado que ambas os passos podem ocorrer simultaneamente em um mesmo local e sob as mesmas condições operacionais. Este processo tem sido chamado de Nitrificação e Desnitrificação Simultâneas oferecendo o potencial de economizar gastos na construção do tanque anóxico ou ao menos reduzir seu tamanho (HOLMAN e WAREHAM, 2005).

Muitas pesquisas têm sido feitas buscando uma explicação para a simultaneidade destas reações, embora uma hipótese dominante ainda não tenha surgido. Na teoria biológica afirma-se que algumas bactérias heterotróficas realizam a redução do nitrato em ambientes aeróbios, enquanto que a teoria física baseia-se na limitação da difusão de oxigênio dentro de um floco, que cria micro zonas anóxicas capazes de garantir a desnitrificação pelo caminho tradicional (POCHANA *et al.* 1999). Van Loosdrecht e Jetten (1998) afirmam que em lodos ativados, flocos com espessuras de 0,15 mm são suficientemente grandes para permitir que aconteça este tipo de comportamento.

Pochana *et al.* (1999) checando a oxidação de compostos nitrogenados pôde visualizar que em um sistema com flocos de 80 μm de diâmetro atingiu-se uma remoção de nitrogênio de 52%, enquanto que nos de 40 μm a redução chegou somente

a 21%. Segundo os autores este resultado suporta que a hipótese do fenômeno físico é responsável pela nitrificação e desnitrificação simultâneas.

Para que este processo ocorra, segundo Pochana e Keller (1999) deve-se empregar concentrações de oxigênio dissolvido variando entre 0,5 e 0,8 mgL⁻¹, possibilitando que a nitrificação tenha uma taxa semelhante a da desnitrificação. Para Homan e Warehan (2005) o ideal seriam valores inferiores a 1,0 mgL⁻¹ enquanto que Munch *et al.* (1996) suportam que a concentração de oxigênio dissolvido deve ser de 0,5 mgL⁻¹.

Puznava *et al.* (2001) operaram em escala piloto um filtro biológico aerado tratando água residuária sintética com concentração de N – NH₄⁺ variando entre 30 e 80 mgL⁻¹ e concentração de oxigênio dissolvido na massa líquida variando entre 0,5 e 3,0 mgL⁻¹. Os pesquisadores aplicaram o conceito de nitrificação e desnitrificação simultâneas e alcançaram eficiências de 60% a 70% de remoção de nitrogênio total.

3.5 - Reúso de Águas Residuárias

A água tem-se constituído no fator limitante para o desenvolvimento agrícola, urbano e industrial, tornando-se ainda mais grave este problema quando consideramos que sua disponibilidade vem sendo reduzida pelo aumento da demanda e contínua poluição dos mananciais (FIESP, 2005).

Uma contribuição para amenizar esta conjuntura seria buscar alternativas para satisfazerem as exigências menos restritivas, liberando a água de melhor qualidade para o emprego em casos mais nobres, como o abastecimento doméstico. A Organização das Nações Unidas reforça esta idéia ao estabelecer uma política que suporta o seguinte conceito: *“a não ser que exista grande disponibilidade, nenhuma água de boa qualidade deve ser utilizada para usos que tolerem uma pureza inferior”* (FAO, 1994).

Por estes motivos, segundo Setti *et al.* (2001), o reúso da água residuária tratada vem se tornando um componente importante no planejamento, desenvolvimento e utilização dos recursos hídricos.

3.5.1 - Tipos de Reúso

Dentre as diversas possibilidades de reúso da água residuária tratada, pode-se citar: o urbano, o industrial, o agrícola, o paisagístico, o doméstico, o recreacional e a recarga de aquíferos, além da aquíicultura. Algumas destas práticas serão discutidas de forma sucinta nos subitens seguintes.

3.5.1.1 - Reúso Agrícola

Em número de projetos e volume de água esse é o maior segmento de aplicação do reúso no mundo. As possibilidades de empregá-lo na agricultura são bastante amplas, indo desde o cultivo de hortaliças e leguminosas até forrageiras para a alimentação animal, sempre evitando a contaminação humana através da cadeia alimentar (HESPANHOL, 2003).

Segundo Setti *et al.* (2001) esta prática tem-se consagrado como uma forma econômica de controlar a poluição e contrapor-se a escassez de água. A Organização Mundial da Saúde (OMS, 1989) destaca que, além dos nutrientes e micronutrientes, a aplicação de esgotos proporciona a adição de matéria orgânica, que atua como um condicionador do solo ao aumentar sua capacidade retentora de água. No entanto, o reúso deve ser avaliado criteriosamente, buscando minimizar o risco de ocorrer a contaminação ambiental, tal como a lixiviação do nitrato para o aquífero subterrâneo (HESPANHOL, 2003).

3.5.1.2 - Reúso Urbano, Paisagístico e Recreacional

No meio urbano os locais onde existem os maiores potenciais para o emprego do reúso de águas residuárias são na irrigação de: parques e jardins públicos, centros esportivos, campos de futebol, quadras de golfe, gramados, árvores e arbustos decorativos ao longo de avenidas e rodovias, áreas ajardinadas ao redor de edifícios públicos, residenciais e industriais, descarga sanitária em banheiros públicos e lavagem de trens e ônibus (USEPA, 2004).

Nesse tipo de emprego, os requisitos de qualidade da água são tão restritivos quanto aqueles exigidos para a agricultura de alimentos consumidos crus (METCALF e EDDY, 2003 e OMS, 2000).

Outra possibilidade seria adotar esta prática na criação ou melhoria de ambientes aquáticos para fins de entretenimento ou de preservação de espécies, garantindo a manutenção de lagos para natação, passeio ou pesca recreativa (MANCUSO e SANTOS, 2003).

3.5.1.3 - Reúso na Aqüicultura

A aqüicultura, definida como o cultivo de organismos aquáticos para o consumo, é uma atividade humana relativamente nova, tornando-se uma opção também interessante para o reúso. Nessa aplicação, a água recuperada de efluentes domésticos, isenta de metais potencialmente tóxicos e rica em nutrientes orgânicos, propicia o desenvolvimento de uma cadeia alimentar.

Dentro deste ramo de aproveitamento, o cultivo de peixes torna-se extremamente interessante, visto que a piscicultura com efluente sanitário constitui uma

fonte alternativa de produção de proteína a baixo custo, além de funcionar como uma forma de reciclagem de nutrientes (BASTOS *et al.*, 2003).

3.5.2 - Impactos da Disposição de Efluentes no Solo

Feigin *et al.* (1991) citam que a alteração das propriedades químicas e físicas do solo são os aspectos mais críticos referentes a irrigação com efluente, podendo levar a um ligeiro incremento nos teores de Ca^{2+} . Com relação ao magnésio, Fonseca (2005) não encontrou mudanças significativas na concentração deste composto no solo.

No entanto, a alteração mais significativa refere-se ao aumento dos teores de sódio, sendo amplamente relatado em diferentes sistemas de cultivo (FEIGIN *et al.* 1991). Outro ponto diz respeito ao desbalanço existente entre o sódio e os demais cátions bivalentes, que resulta em uma elevada razão de adsorção de sódio (RAS) e risco de sodificação.

3.5.3 - Legislações sobre o Reúso

No Brasil, somente no ano de 2005 foi apresentada a primeira resolução referente ao reúso de águas residuárias, a CONAMA 54 (2005). No entanto, tal norma legal apenas expõe as modalidades, diretrizes e critérios gerais para o reúso direto não potável de água, não estabelecendo parâmetros específicos para seu emprego. No Estado de São Paulo a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB) criou a Instrução Técnica número 31, definindo procedimentos internos para disciplinar o reúso de água proveniente de estações de tratamento de esgoto doméstico. Este documento pretendia definir critérios mínimos e exigências técnicas a serem atendidos pelos empreendedores, de maneira a proteger o meio ambiente e a saúde pública (CETESB, 2006).

Segundo esta instrução técnica, a condutividade elétrica do esgoto doméstico tratado deverá estar abaixo de $2,9 \text{ dSm}^{-1}$ (25°C) para limitar risco de salinização do solo. Efluentes que possuam valores entre $0,75$ e $2,9 \text{ dSm}^{-1}$ somente podem ser utilizados para aplicação em solos bem drenados, onde as espécies cultivadas devem ter alta tolerância salina. A razão de adsorção de sódio (RAS) máxima permitida no efluente será de 12, para limitar o risco de sodificação do solo e, conforme apresentada na Tabela 3.1, deverá manter uma correlação com a condutividade elétrica.

Tabela 3.1: Relação entre RAS e condutividade para aplicação de efluente no solo (CETESB, 2006)

RAS	Condutividade Elétrica (dSm^{-1})	
	Mínima	Máxima
0 a 3	0,2	2,9
3 a 6	1,2	2,9
6 a 12	1,9	2,9

Para determinar-se a RAS deve-se empregar a fórmula matemática apresentada na Equação 3.17. Sendo que as concentrações de Na^+ , Ca^{2+} e Mg^{2+} são expressas em $\text{m}_{\text{eq}}\cdot\text{L}^{-1}$.

$$\text{RAS} = \frac{\text{Na}^+}{\left[\frac{(\text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+})}{2} \right]^{0,5}} \quad \text{Equação 3.17}$$

Para a aplicação de efluentes com RAS acima de 9, há necessidade de considerar o grau de tolerância das plantas que receberão o esgoto doméstico tratado (CETESB, 2006). Visto que uma excessiva concentração de sódio na água de irrigação, excedendo a relação de 3 para 1 com o cálcio, contribui para a dispersão do solo e seu colapso, onde as partículas finas acabam ocupando os poros e selam a superfície, reduzindo a taxa de infiltração (USEPA, 2004).

Concentrações de boro acima de $0,5 \text{ mgL}^{-1}$, de cloreto superiores a $106,5 \text{ mgL}^{-1}$ e de sódio maiores que $69,0 \text{ mgL}^{-1}$ são tóxicas para plantas sensíveis, como frutíferas (CETESB, 2006). Por sua vez, a Organização das Nações Unidas para Agricultura e Alimentação (FAO, 1994) estabelece os critérios expostos na Tabela 3.2, onde são exibidos diferentes graus de restrição ao uso na agricultura para diversos parâmetros.

Tabela 3.2: Recomendação para a qualidade da água a ser empregada na agricultura (FAO, 1994)

Parâmetro			Grau de Restrição ao Uso		
			Nenhum	Leve a Moderado	Severo
Condutividade (dSm ⁻¹)			< 0,7	0,7 a 3,0	> 3,0
Sólidos Totais Dissolvidos (mgL ⁻¹)			< 450	450 a 2000	> 3000
RAS	0 a 3	Condutividade (dSm ⁻¹)	> 0,7	0,7 a 0,2	< 0,2
	3 a 6		> 1,2	1,2 a 0,3	< 0,3
	6 a 12		> 1,9	1,9 a 0,5	< 0,5
	12 a 20		> 2,9	2,9 a 1,3	< 1,3
	20 a 40		> 5,0	5,0 a 2,9	< 2,9
Toxicidade de Íon Específico (Irrigação Superficial)					
Boro (mgL ⁻¹)			< 0,7	0,7 a 3,0	> 3,0
Sódio (RAS)			< 3,0	3,0 a 9,0	> 9,0
Cloreto (me.L ⁻¹)			< 4,0	4,0 a 10,0	> 10,0
Nitrogênio - N – NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)			< 5,0	5,0 a 30,0	> 30,0
pH			Variação normal de 6,5 a 8,4		

Além dos aspectos físicos e químicos o efluente a ser empregado na prática de reúso deverá obedecer a valores máximos para parâmetros microbiológicos, que visam proteger a saúde pública. Neste caso, a Organização Mundial da Saúde (OMS, 2000) estabeleceu, de acordo com a prática de reúso e as técnicas de aplicação, os limites apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Valores microbiológicos para uso de esgoto doméstico tratado na aplicação em culturas (OMS, 2000)

Categoria	Condições de Reúso	Técnica de Aplicação	Ovos de Nematóides ¹ (Média Aritmética por Litro)	Coliformes Fecais (NMP 100ml ⁻¹)
A	Irrigação de culturas que sejam comidas sem cozimento, campos esportivos e parques públicos.	Qualquer	$\leq 0,1$	$\leq 10^3$
B	Cereais e culturas a serem industrializadas, silviculturas, árvores frutíferas e forrageiras para feno e silagem.	Aspersão	≤ 1	$\leq 10^5$
		Inundação e canal	≤ 1	$\leq 10^3$
		Qualquer	$\leq 0,1$	$\leq 10^3$
C	Aplicação localizada de culturas da categoria B, se não ocorrer exposição de trabalhadores e público.	Gotejamento e microaspersão	Não aplicável	Não aplicável

¹ *Ascaris e Trichuris e Ancilóstomo.*

A CETESB (2006) apresentou em sua instrução técnica valores e classificações semelhantes, no entanto não faz menção a irrigação de culturas que sejam comidas sem cozimento pertencente a Categoria A, exposta na Tabela 3.3, citando apenas campos esportivos e parques públicos.

No que tange a recreação de contato primário, tais como natação, esqui aquático e mergulho, além de águas aplicáveis à irrigação de hortaliças, plantas frutíferas e de parques, jardins, campos de esporte e lazer, com os quais o público possa vir a ter contato direto e à aqüicultura e à atividade de pesca, a legislação brasileira (CONAMA 357, 2005) especifica as águas adequadas a esta prática como de classe 2. Para estas situações, os valores limites para alguns dos parâmetros estabelecidos estão exibidos na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Valores limites apresentados na legislação brasileira (CONAMA 357, 2005) para águas de classe 2

Parâmetro	Valor
Coliformes termotolerantes (NMP 100mL ⁻¹)	1000
Oxigênio dissolvido (mgL ⁻¹)	5
Fósforo (mgL ⁻¹)	0,050
Turbidez (NTU)	100
pH	6 a 9
N-Nitrato (mgL ⁻¹)	10,0
N-Nitrito (mgL ⁻¹)	1,0
N-Amoniacal (mgL ⁻¹)	3,7 (pH ≤ 7,5)
Boro Total (mgL ⁻¹)	0,5
Cloreto Total (mgL ⁻¹)	250,0

Entrando no aspecto prático da irrigação com o emprego de gotejadores, o grande problema está ligado ao entupimento de emissores e tubulações. Mancuso e Santos (2003) acrescentam que os sólidos em suspensão podem causar danos aos equipamentos de aplicação e de bombeamento, além de levar a deposição de lodo nos tanques de sucção e armazenamento. Deste modo, na Tabela 3.5 estão apresentadas as concentrações de diversos parâmetros físicos, químicos e biológicos que proporcionam risco potencial ao entupimento de gotejadores (CAPRA e SCICOLONE, 2004).

Tabela 3.5: Risco potencial de obstrução de gotejadores segundo a qualidade da água de irrigação (CAPRA e SCICOLONE, 2004)

Parâmetro	Risco de Obstrução		
	Baixo	Médio	Alto
Sólidos em suspensão (mgL^{-1})	< 50	50 a 100	> 100
pH	< 7,0	7,0 a 8,0	> 8,0
Condutividade (dSm^{-1})	< 0,7	0,7 a 3,0	> 3,0
Manganês (mgL^{-1})	< 0,1	0,1 a 0,5	> 0,5
Ferro (mgL^{-1})	< 0,2	0,2 a 1,5	> 1,5
Bactérias (NMP 100 mL^{-1})	< 1×10^4	1×10^4 a 5×10^4	> 5×10^4
DBO (mgL^{-1})	< 15	15 a 40	> 40

4 - MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 - Aspectos Construtivos

Esta pesquisa foi desenvolvida no terreno do Laboratório de Protótipos Aplicados ao Tratamento de Águas e Efluentes (LABPRO) da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP. Na Figura 4.1 está apresentada a vista geral da área ocupada.

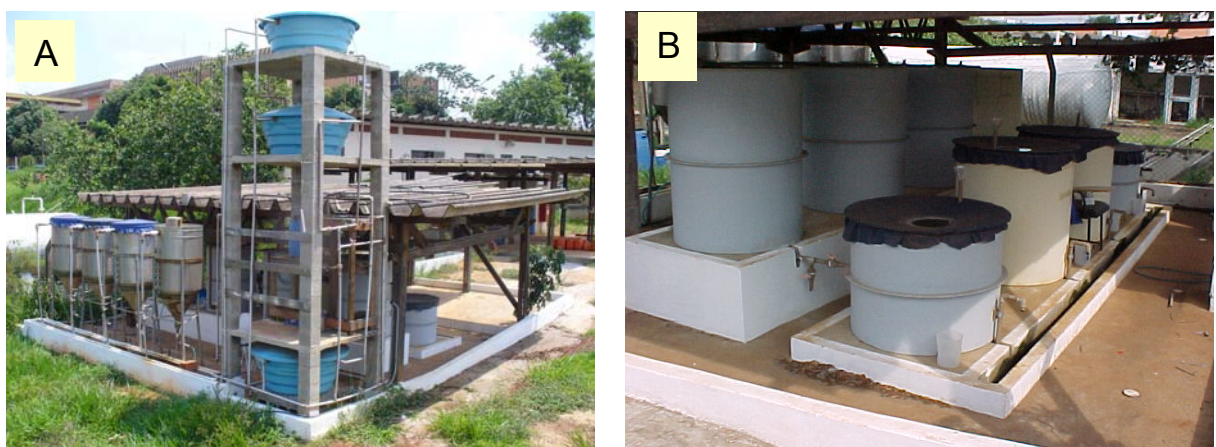


Figura 4.1: Vista geral (A) e lateral (B) das instalações da pesquisa

4.1.1 - Origem do Afluente

O esgoto bruto empregado foi proveniente de uma região da universidade na qual circulam diariamente cerca de 10 mil pessoas e onde estão situados os seguintes órgãos: Hospital das Clínicas, Creche da Área de Saúde, Escola Estadual “Físico Sérgio Pereira Porto”, Almoxarifado Central, Centro de Engenharia Biomédica, Banco Banespa, Centro de Assistência Integral à Saúde da Mulher (CAISM), Gastrocentro, Hemocentro, Ambulatório de Primeiro Atendimento, Centro Integrado de Pesquisas na Infância e Centro de Saúde da Comunidade (CECOM).

Em um ponto do canal por onde escoava a água residuária gerada nesta área foi adaptado um recipiente com capacidade de 50 L, a partir do qual era feita a captação de uma parcela do esgoto por meio de uma bomba submersa (Marca Anauger, Modelo 800). Na Figura 4.2 estão apresentados o recipiente de captação e o local onde está instalada a bomba.

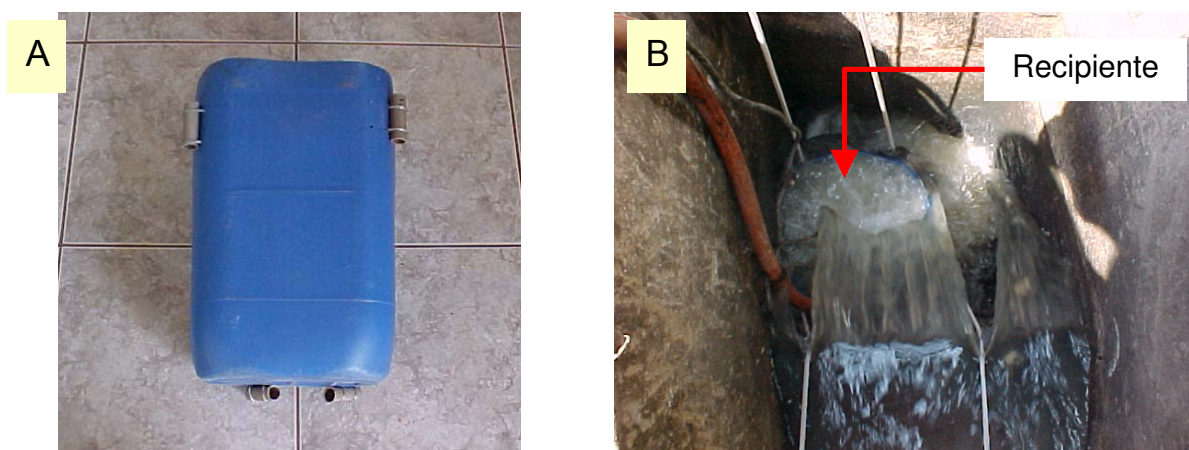


Figura 4.2: Recipiente de captação de esgoto (A) e seu posicionamento no canal de escoamento (B)

4.1.2 - Sistema de Caixas de Distribuição

A bomba lançava o líquido ao topo de uma torre de 4,50 m, onde se encontrava a caixa primária de distribuição com capacidade de 500 L. Em sua base foi instalado um tubo de 0,032 m de diâmetro que enviava o esgoto até a caixa secundária de distribuição, que se encontrava a 3,20 m da base do projeto. Ambas estas caixas estão apresentadas na Figura 4.3.

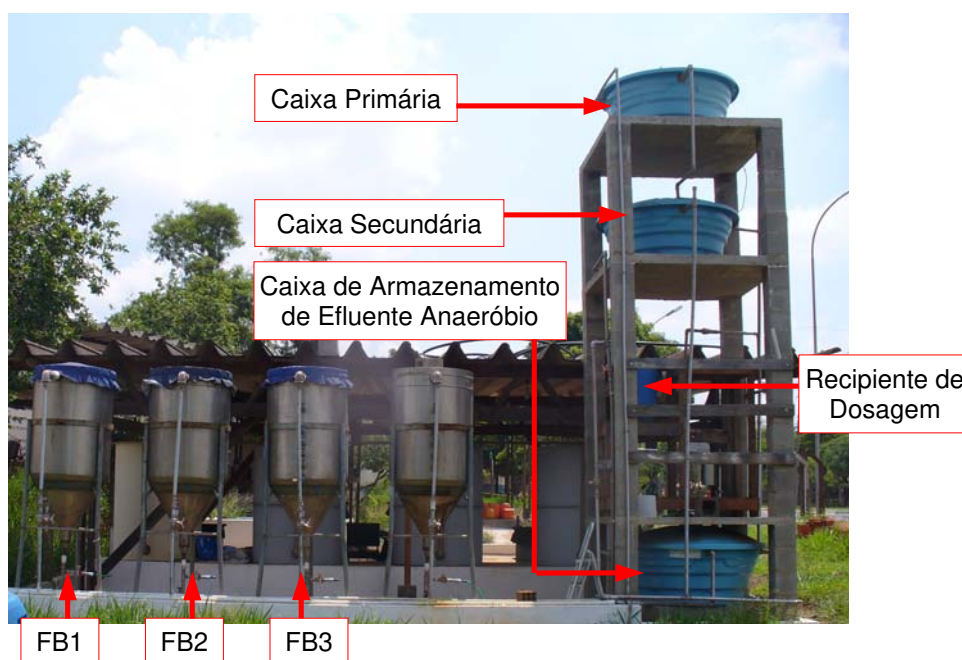


Figura 4.3: Caixas primária, secundária e de armazenamento de efluente anaeróbico

Buscou-se manter o volume de líquido presente na caixa secundária sempre no nível máximo com a entrada de esgoto originário da caixa primária em uma vazão maior que aquela empregada na pesquisa. Deste modo, os filtros anaeróbios que recebiam a água residuária proveniente da base da caixa secundária exclusivamente pela ação da gravidade, possuíam uma vazão aproximadamente constante ao longo do dia devido a existência de uma carga hidráulica uniforme.

4.1.3 - Filtros Anaeróbios

O esgoto entrava pela parte inferior de três filtros anaeróbios, denominados de FB1, FB2 e FB3, que foram construídos em recipientes cilíndricos de aço inox com volume total de 500 L. O diâmetro interno era de 0,75 m e a altura total de 1,68 m. O fundo era cônico e funcionou como um compartimento para a distribuição do esgoto. Na Figura 4.4 está mostrado um esquema e foto de um destes filtros anaeróbios.

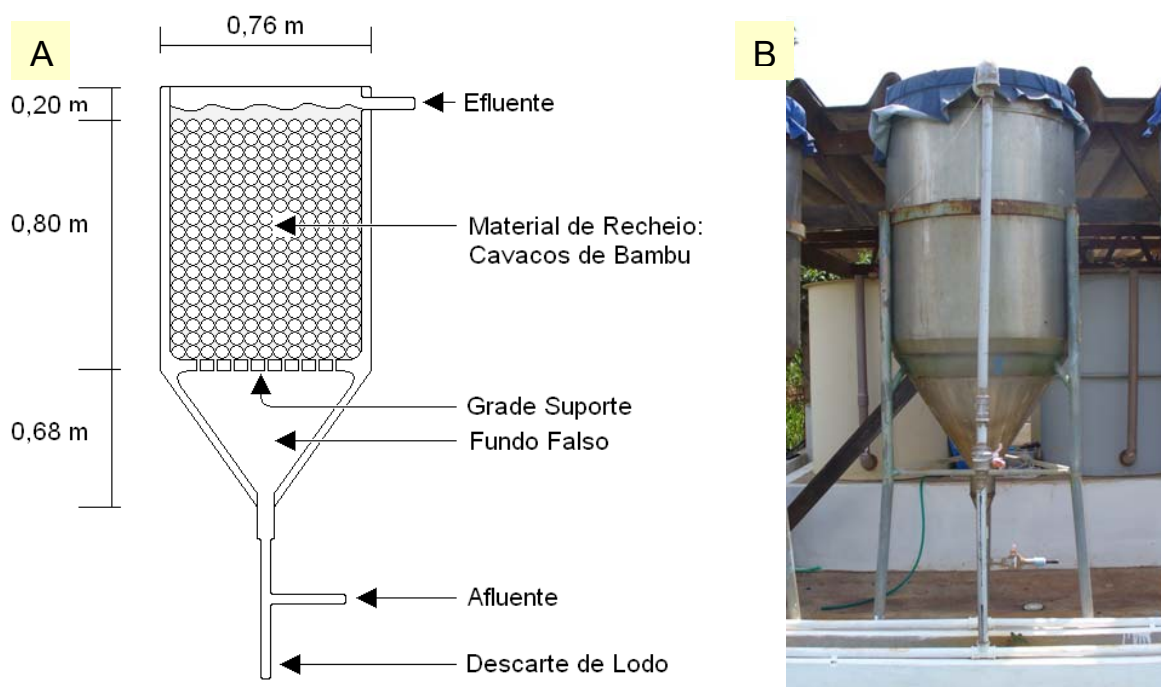


Figura 4.4: Esquema (A) e vista (B) de um filtro anaeróbio com leito de bambu

O fundo cônico era separado da região ocupada pelo meio suporte por uma grade feita de bambu, apresentada na Figura 4.5, cujos espaços livres impediam a passagem das unidades constituintes do meio suporte.

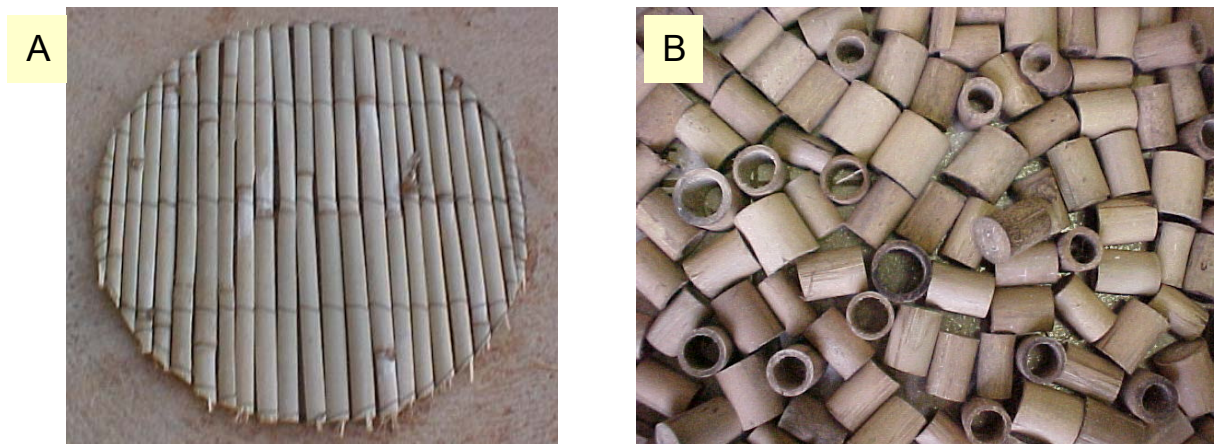


Figura 4.5: Grade suporte (A) e cavacos de bambu empregados como material de recheio nos filtros anaeróbios (B)

O material suporte foi constituído de anéis de bambu da espécie *Bambusa tuldoides*, tendo diâmetro de 4 cm e cortados em tamanho de aproximadamente 5 cm, tal como exposto na Figura 4.5. Após o preenchimento do reator com este recheio, uma média de $74,75 \pm 0,25\%$ do volume dos filtros passava a ser de vazios. Buscando evitar a flutuação do material, foi posta uma grade feita com este mesmo vegetal sobre a superfície do leito.

Destaca-se que no filtro anaeróbio FB1 empregaram-se cavacos de bambu que haviam sido utilizados por cinco anos em um mesmo tipo de sistema de tratamento de esgoto doméstico. No FB3, adotaram-se pedaços de bambu que foram cortados pouco antes de sua colocação no interior do reator enquanto que no FB2 havia uma mistura de material novo e antigo.

4.1.4 - Recipiente de Dosagem do Efluente Anaeróbio

O líquido que deixava os reatores era direcionado para uma caixa de armazenamento de efluente anaeróbio, apresentada na Figura 4.3. A partir deste ponto era bombeado para um recipiente de dosagem que possuía volume total de 60 L e tinha

em sua lateral uma graduação correspondente à carga de 50 Lm^{-2} . Da base deste recipiente, exposto nas Figuras 4.3 e 4.6, partia a tubulação que propiciava a disposição do efluente anaeróbio sobre a superfície de cada um dos quatro filtros de areia.

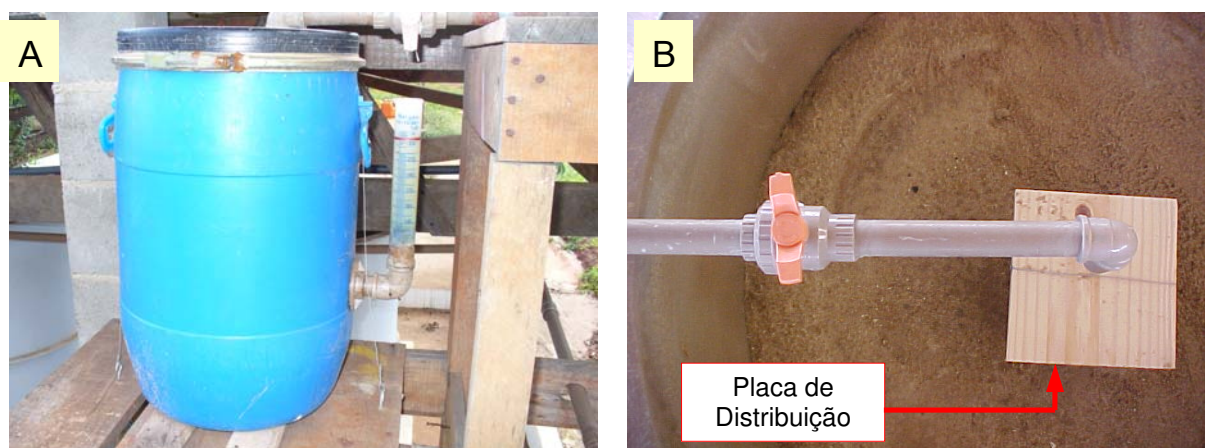


Figura 4.6: Recipiente de dosagem do efluente anaeróbio (A) e placa de distribuição do líquido sobre a superfície dos filtros de areia (B)

Como o recipiente de dosagem estava acima da superfície dos filtros de areia, a aplicação do líquido era feita com o rápido esvaziamento deste reservatório, por meio de tubos de 0,032 m, exclusivamente pela ação da gravidade.

4.1.5 - Filtros de Areia

Antes que o líquido encaminhado pela tubulação oriunda do recipiente de dosagem atingisse a superfície dos leitos de areia, havia seu choque com uma placa quadrada de madeira com 0,20 m de comprimento (Figura 4.6). Na colisão, formavam-se gotículas que eram uniformemente espalhadas sobre o leito. Abaixo desta placa existia um pequeno tijolo prendendo-a, impedindo sua movimentação ou flutuação durante a aplicação do afluente.

Na construção dos filtros de areia, foram utilizadas caixas cilíndricas com estrutura de fibra de vidro e diâmetro interno de 1,00 m, abertas na parte superior e com um pequeno orifício de 0,032 m na inferior, onde foi instalada a tubulação de saída do efluente. Para a composição do leito foram empregadas três camadas estratificadas a partir da base do reator. A primeira possuía 0,20 m de profundidade e foi composta por Brita 2, com diâmetro efetivo (D_{10}) de 16,12 mm, coeficiente de desuniformidade (C_D) de 1,89 e coeficiente de vazios (C_v) de $45,80 \pm 0,40\%$. Logo acima estava a camada formada por Brita 1 com D_{10} igual a 7,51 mm, C_D de 1,66 e C_v de $44,08 \pm 0,38\%$, tendo 0,05 m de profundidade. Este material objetivava sustentar a areia, impedindo que suas partículas fossem arrastadas para fora da estrutura do sistema. Na Figura 4.7 está o esquema de um filtro de areia com a disposição das camadas.

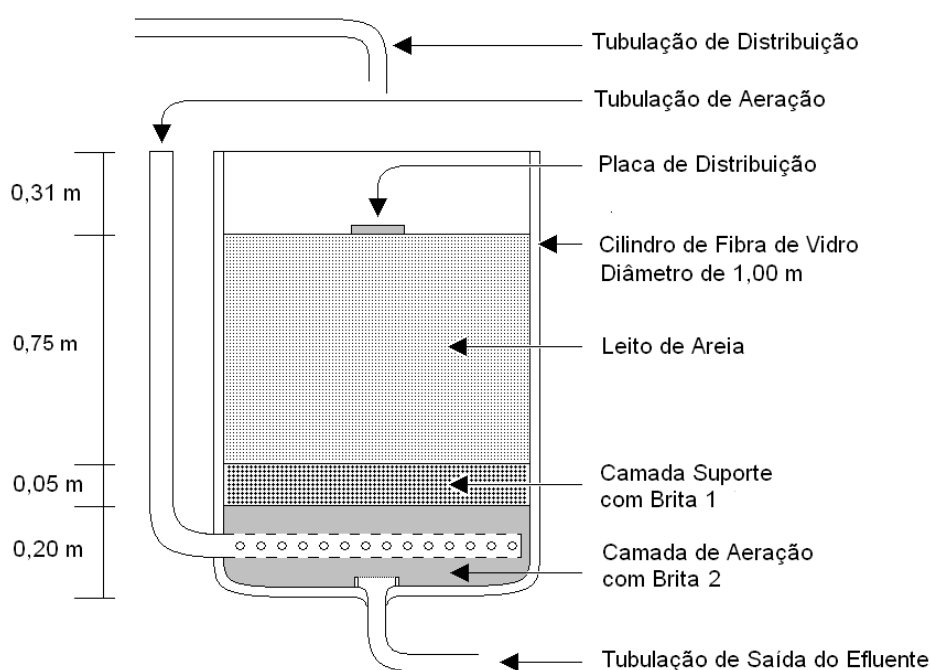


Figura 4.7: Esquema dos filtros de areia

Quanto ao leito de areia adotou-se a profundidade de 0,75 m, que segundo Tonetti (2004) era o valor mais adequado para o tratamento. A areia empregada foi a popularmente denominada de média, classificada de acordo com procedimento apresentado pela NBR 6502 (1995), possuindo um diâmetro efetivo de 0,18 mm,

coeficiente de desuniformidade de 3,14 e coeficiente de vazios de $28,58 \pm 0,87\%$. Por sua vez, caso a base de classificação seja a NBR 7211 (2004), utilizada para qualificar materiais para a construção civil, esta areia possui Dimensão Máxima Característica de 2,38 mm e Módulo de Finura de 2,14 mm.

Estes materiais foram os mais comumente encontrados na região de desenvolvimento do projeto, sendo 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. Depois de assentados no interior dos filtros, repetiu-se o processo de lavagem com água potável, até que o líquido que saía do sistema tivesse uma coloração transparente e cristalina, indicando que não havia mais o arraste visível de partículas presentes na areia.

Quanto a tubulação de saída do filtro de areia, a mesma possuía 0,032 m de diâmetro e era instalada a partir do centro da base, com uma ligeira inclinação em toda a sua extensão que impedia a permanência de efluente em seu interior.

4.1.5.1 - Tubulação de Aeração

Procurando a ampliação da aeração do leito, foi instalado na lateral de cada filtro um tubo com 0,050 m de diâmetro interno. No interior do reator, o mesmo penetrava na camada de Brita 2 constituindo uma estrutura com formato de cruz, tendo em toda a sua extensão superior, inferior e laterais perfurações com diâmetro de 0,020 m espaçadas por 0,020 m.

A captação do ar era feita de forma natural, não existindo nenhum equipamento mecânico com a finalidade de cumprir tal função. Na Figura 4.8 está apresentado seu posicionamento no interior e no exterior do filtro de areia, antes do preenchimento com os diferentes materiais constituintes do leito.

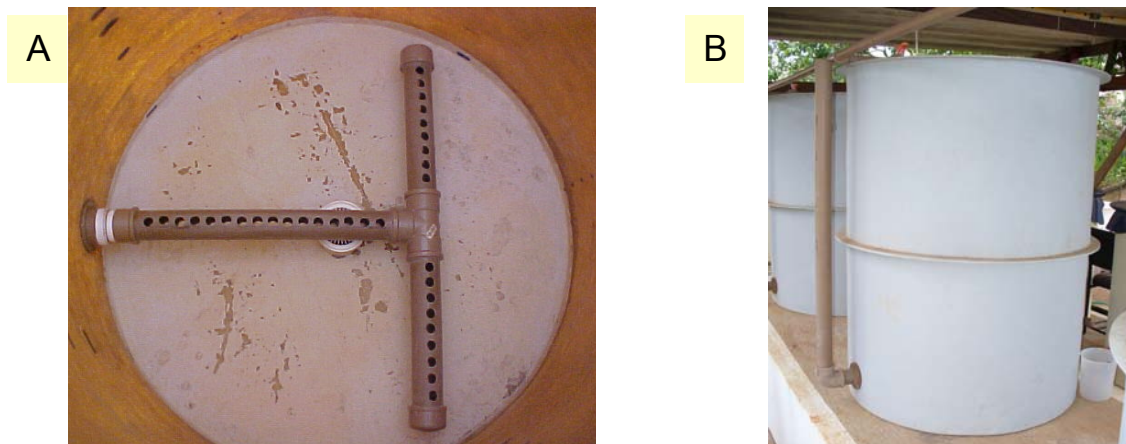


Figura 4.8: Posicionamento da tubulação de aeração no interior (A) e no exterior dos filtros de areia (B)

Objetivando diminuir a influência das estações de chuva e seca sobre os resultados experimentais, foi construída uma cobertura sobre as instalações da pesquisa. Com este recurso esperou-se possibilitar uma melhor checagem entre os dados gerados, visto que a chuva desarranjaria a estrutura da areia, principalmente em sua camada superficial, além de diluir o efluente.

4.1.6 - Reatores de Desnitrificação

O efluente originário de cada um dos filtros de areia era imediatamente direcionado pela ação da gravidade para seus respectivos reatores de desnitrificação, onde entrava pela parede lateral, tal como pode ser observado na Figura 4.9. Na construção destes reatores foram utilizadas caixas cilíndricas com estrutura de fibra de vidro e diâmetro interno de 1,00 m. O leito, que servia como suporte para as bactérias desnitrificantes, tinha profundidade de 0,30 m e era composto pela mesma Brita 1 adotada nas bases dos filtros de areia. Todos estes reatores foram cobertos com uma lona plástica, buscando evitar a troca gasosa entre o líquido e a atmosfera.

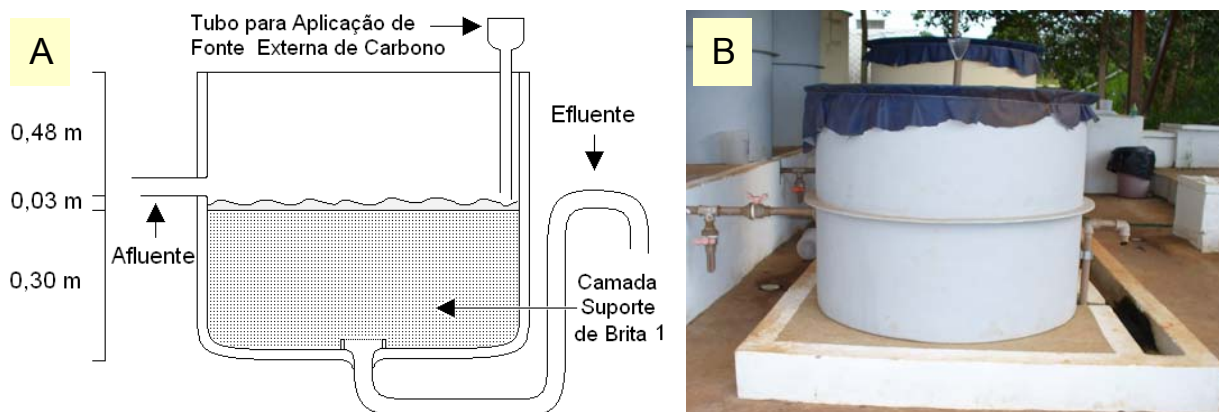


Figura 4.9: Esquema (A) e foto (B) dos reatores de desnitrificação

A saída do efluente ocorria pelo centro da parte inferior, sendo que a tubulação acompanhava a lateral do reator até a altura de 0,30 m. Como a Brita 1 empregada possuía $44,08 \pm 0,38\%$ de vazios, acabava garantindo a permanência de aproximadamente $0,104 \text{ m}^3$ de líquido no interior do cilindro.

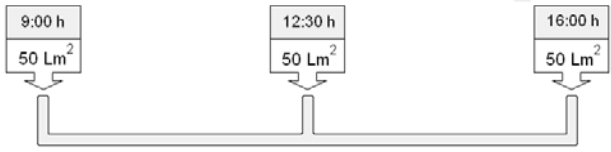
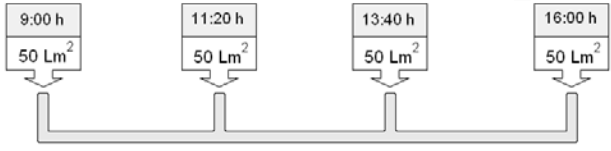
4.2 - Aspectos Operacionais

Os filtros anaeróbios foram operados com fluxo ascendente e tempo de detenção hidráulica nominal de 9 horas, controlado pela fixação diária de uma vazão de $11,5 \text{ mLs}^{-1}$. O líquido proveniente destes reatores foi aplicado entre as segundas-feiras e as sextas-feiras sobre as superfícies dos leitos de areia em cargas de 50 Lm^{-2} . Para cada um dos filtros de areia este valor foi disposto em uma particular frequência de aplicação e em um curto intervalo de tempo, correspondente ao rápido esvaziamento do recipiente de dosagem. Esta breve disposição buscou simular o uso da válvula ou da caixa de descarga, onde o sistema acabava sendo mais exigido.

No primeiro filtro (FA1), foi empregada a carga de 50 Lm^{-2} uma vez por dia, aplicada às 9:00 horas da manhã. No segundo filtro (FA2), esta carga foi disposta duas vezes ao dia, intervalada pelo prazo de sete horas, ou seja, às 9:00 horas e às 16:00

horas. No terceiro filtro (FA3), deu-se três vezes ao dia: às 9:00 horas, 12:30 horas e 16:00 horas. Finalmente no quarto filtro (FA4), as aplicações foram realizadas nos seguintes horários: 9:00 horas, 11:20 horas, 13:40 horas e 16:00 horas. Na Tabela 4.1, apresenta-se de forma esquemática este aspecto operacional.

Tabela 4.1: Horários e frequência de aplicação de efluente anaeróbio nos filtros de areia

Filtro	Horários da Aplicação e Carga Aplicada	Número de Aplicações por Dia	Taxa Diária
FA1		1	50 Lm ⁻² dia ⁻¹
FA2		2	100 Lm ⁻² dia ⁻¹
FA3		3	150 Lm ⁻² dia ⁻¹
FA4		4	200 Lm ⁻² dia ⁻¹

4.2.1 - Adição de Fonte Externa de Carbono

A partir da avaliação da necessidade de se empregar uma fonte externa de carbono, tendo em vista criar condições adequadas para a redução biológica do nitrogênio, aplicaram-se 20 L de efluente anaeróbio nos reatores de desnitrificação por meio do tubo ilustrado na Figura 4.9. Esta disposição dava-se às 19:00 horas e ocorria

em um curto intervalo de tempo, sendo que todos os quatro reatores recebiam diariamente uma única aplicação de líquido.

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 e efluente dos filtros anaeróbios, dos quatro filtros de areia e dos quatro reatores de desnitrificação.

A amostragem do esgoto bruto era realizada imediatamente antes de sua entrada nos filtros anaeróbios enquanto que a coleta unificada do efluente destes reatores dava-se anteriormente a sua aplicação nos leitos de areia. Os efluentes que deixavam os filtros de areia foram coletados antes de sua chegada aos respectivos reatores de desnitrificação. Por fim, os líquidos originários desta última etapa do tratamento eram obtidos após as tubulações de saída.

O início da amostragem dos efluentes dos filtros de areia e dos reatores de desnitrificação ocorria após a última disposição diária e quando existia claramente o aumento da vazão de saída do líquido. Na Figura 4.10 está exposto um esquema que ilustra todos os pontos de coleta, assim como estão definidas as denominações de cada um dos reatores empregados na pesquisa.

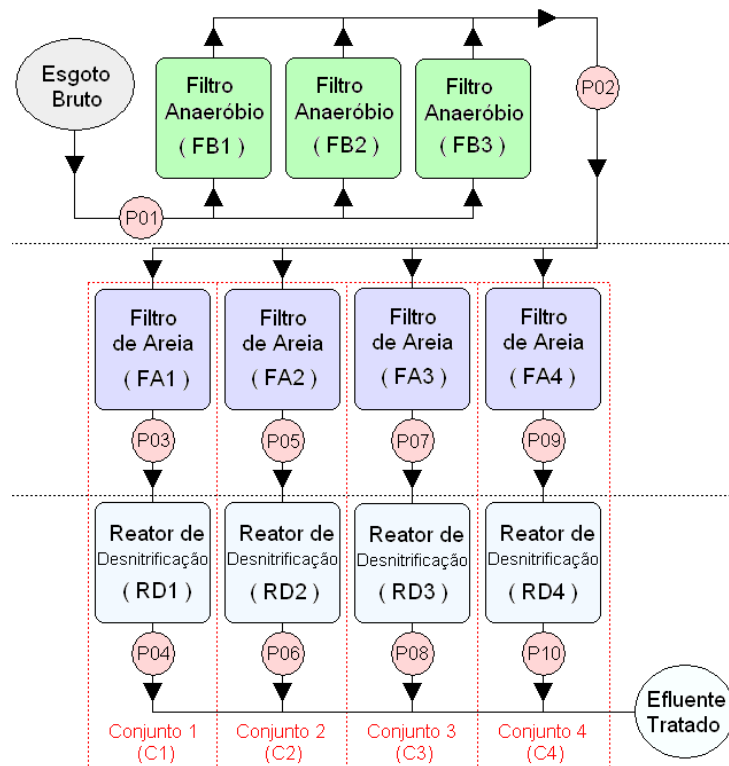


Figura 4.10: Esquema dos pontos de coleta e denominações dos reatores

4.3.1 - Preparação dos Frascos de Coleta

Os frascos adotados na amostragem possuíam volume de 2.000 mL. No dia da coleta eram lavados com ácido clorídrico (1:1) para sua adequação quanto ao procedimento de determinação do fósforo, sendo que a seguir empregava-se uma grande quantidade de água para a completa limpeza. Imediatamente antes do início da amostragem do efluente também foram ambientados com o próprio líquido coletado.

Os recipientes utilizados na obtenção das amostras para as análises biológicas tinham volume de 250 mL e eram lavados com água e autoclavados por 20 minutos. Tal procedimento buscava suprimir todos os microrganismos que poderiam interferir nos experimentos. Imediatamente após a coleta de todas as amostras, os

frascos eram postos no interior de uma caixa térmica, acondicionados com gelo e encaminhados para o laboratório.

4.3.2 - Métodos Analíticos

As análises das amostras coletadas foram realizadas no Laboratório de Saneamento da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP (LABSAN). A maioria delas foram baseadas no *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (APHA *et al.*, 1998). As únicas exceções referem-se aos compostos nitrogenados (nitrogênio amoniacal, nitrito e nitrato), para os quais adotou-se o método FIA (*Flow Injection Analysis*), conforme exposto por Faria e Pasquini (1991) e alcalinidade, para a qual empregou-se a forma analítica exposta por Ripley *et al.* (1986).

Na Tabela 4.2 estão apresentados os parâmetros analisados, tendo a indicação do método empregado. Para o nitrogênio orgânico, inicialmente fez-se a determinação do nitrogênio total Kjeldahl, de acordo com o procedimento sugerido pela APHA *et al.* (1998) e, logo após, subtraiu-se o valor encontrado para a concentração de nitrogênio amoniacal pelo método FIA. Na filtragem dos líquidos, tendo-se em vista a obtenção dos sólidos suspensos totais, voláteis e fixos, além da DQO_{Filtrada} e carbono orgânico dissolvido, foram empregados filtros Watman GF/C com poros de 0,45 µm.

Tabela 4.2: Métodos e aparelhagens empregadas nos ensaios laboratoriais

Análise	Método	Denominação*
Alcalinidade	Ripley <i>et al.</i> (1986)	-
Carbono Orgânico Dissolvido*	5310 – B	High Temperature Combustion Method
Coliformes Totais*	9223 – B	Enzyme Substrate Test
<i>Escherichia coli</i> *		
Condutividade*	2510 – A	Conductivity
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)*	5210 – B	5-Day BOD Test
Demanda Química de Oxigênio (DQO)*	5220 – D	Closed Reflux, Colorimetric Method
Fósforo*	4500 – P E	Ascorbic Acid Method
Nitrato	Faria e Pasquini (1991)	-
Nitrito		
Nitrogênio Amoniacal		
Nitrogênio Total Kjeldahl (NTK)*	4500 – Nitrogen (Organic) B	Macro Kjeldahl Method
Oxigênio Dissolvido*	4500 – O G	Membrane Electrode Method
pH*	4500 – pH Value B	Electrometric Method
Sólidos Suspensos Voláteis*	2540 - E	Fixed and Volatile Solids Ignited at 550°C
Sólidos Suspensos Fixos*		
Temperatura*	2550	Temperature
Turbidez*	2130 - B	Nephelometric Method

* APHA *et al.* (1998).

4.4 - Avaliação dos Resultados

Os resultados obtidos nas análises laboratoriais em cada um dos parâmetros foram confrontados com os limites apresentados nas legislações pertinentes. Deste modo, para o lançamento em corpos hídricos a checagem deu-se com a CONAMA 357 (2005). Nos casos em que tal resolução federal não estabelecia um padrão de disposição para um determinado parâmetro foi empregada a legislação do Estado de

São Paulo (DECRETO nº 8.468, 1976), Minas Gerais (COPAM nº 10, 1986) e Rio Grande do Sul (CONSEMA nº 128, 2006).

Quanto a discussão da possibilidade de reúso do efluente obtido, foi feita a comparação com a recomendação da Organização das Nações Unidas para Agricultura e Alimentação (FAO, 1994), Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB, 2006) e Organização Mundial da Saúde (OMS, 2000), tal como descrito no Item Legislações sobre o Reúso (3.5.3).

4.4.1 - Análise Estatística

Submeteram-se os resultados obtidos a um tratamento estatístico fazendo-se uso do Programa Bioestat 5.0 (AYRES, 2005). Os dados foram analisados quanto a variância e as médias comparadas por meio do teste de Kruskal-Wallis (não paramétrico) ao nível de 5% ($p \leq 0,05$).

4.5 - Período Analítico

A partida dos reatores empregados nesta pesquisa deu-se em julho de 2006, sendo que nos dois meses anteriores fez-se a caracterização do sistema quanto aos hidrodinâmicos (filtros anaeróbios) e hidrogramas (filtros de areia). O final da coleta de dados ocorreu em dezembro de 2007, totalizando um período de operação e análises de 75 semanas.

5 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 - Caracterização dos Reatores

Neste item serão apresentados os dados obtidos para a caracterização dos três filtros anaeróbios, feita por meio de testes hidrodinâmicos, e dos quatro conjuntos de filtros de areia e seus respectivos reatores de desnitrificação, realizada com a avaliação dos hidrogramas.

5.1.1 - Hidrodinâmicos dos Filtros Anaeróbios

As características hidrodinâmicas dos filtros anaeróbios com recheio de bambu foram determinadas pela injeção de 2,0 litros de cloreto de sódio em sua concentração de saturação, que no caso foi de $384,0 \text{ gL}^{-1}$. Esta solução saturada de sal foi preparada utilizando-se a própria água que circulava nos reatores, sendo originária do sistema de abastecimento da UNICAMP. Deve-se destacar que durante as 24 horas que antecederam o início do teste, manteve-se a vazão de água que adentrava o filtro

anaeróbio no valor de $11,6 \text{ mLs}^{-1}$, correspondendo a um tempo de detenção hidráulica nominal de 9 horas.

A leitura dos dados de condutividade era feita com o emprego da Análise em Fluxo, em que uma bomba peristáltica captava uma pequena parcela do líquido que deixava os reatores e enviava até uma cela de medição instantânea e contínua da condutividade. Os dados gerados eram impressos imediatamente por um registrador gráfico. Um esquema desta aparelhagem de leitura dos dados está ilustrado na Figura 5.1.

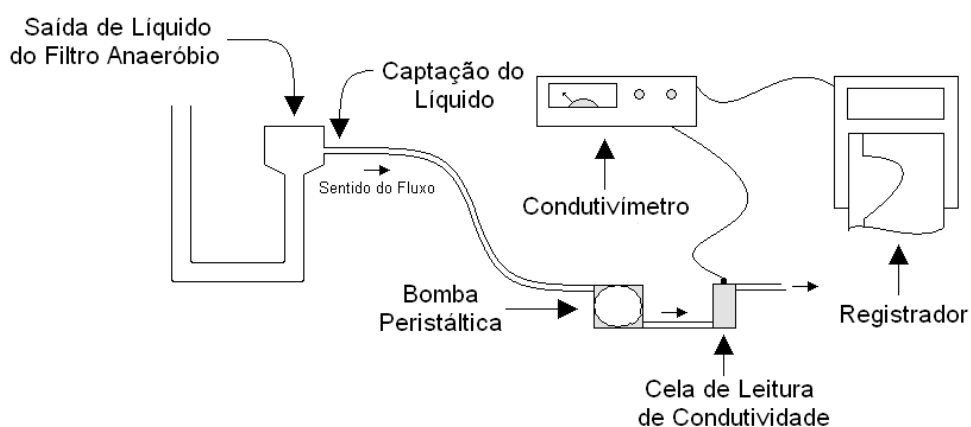


Figura 5.1: Esquema da leitura dos dados de condutividade dos hidrodinâmicos dos filtros anaeróbios pela Análise em Fluxo

Na Figura 5.2 está apresentada a curva obtida a partir das alturas dos picos observadas no registro dos valores de condutividades das concentrações dos padrões de 100, 200, 350, 500 e 800 mgL^{-1} de cloreto de sódio.

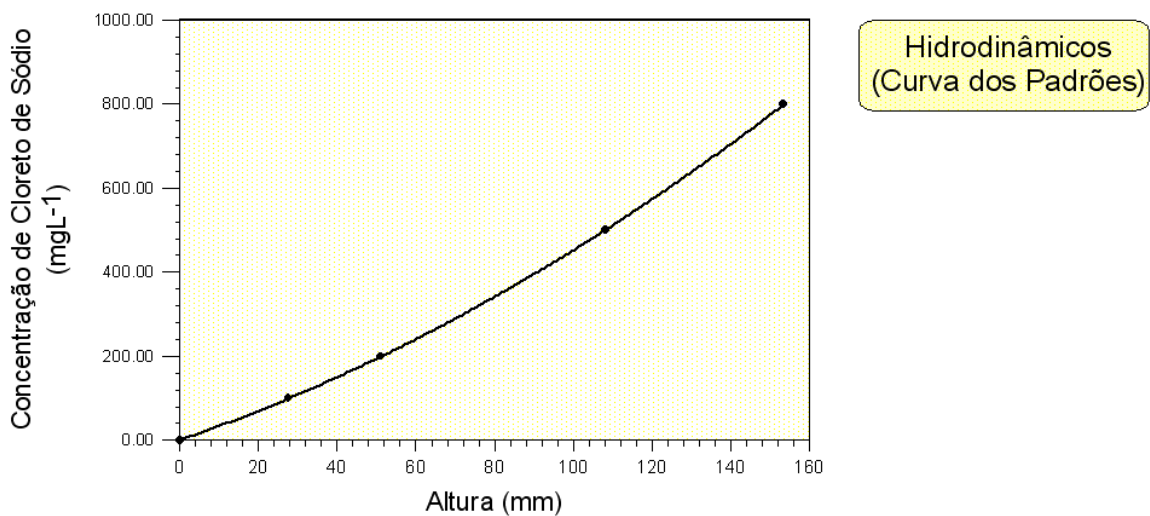


Figura 5.2: Altura do pico em função da respectiva concentração de cloreto de sódio

A distribuição de saída do cloreto de sódio do filtro anaeróbico ao longo do tempo possibilitou calcular quanto este reator se afastou do fluxo pistão ideal. Em situações ideais, com a injeção de um traçador em pulso o mesmo seria eliminado após o tempo de detenção teórico ou, também chamado de nominal. Quanto mais distante do ideal estiver o fluxo, mais se aproximará do regime de mistura completa (Levenspiel, 2000).

Para realizar esta estimativa, tem-se na Figura 5.3 uma ilustração dos dados obtidos para a concentração de cloreto de sódio no efluente do filtro anaeróbico com recheio de bambu FB2 em função do tempo de execução do teste. Destaca-se que somente para este reator serão expostos os diferentes gráficos obtidos.

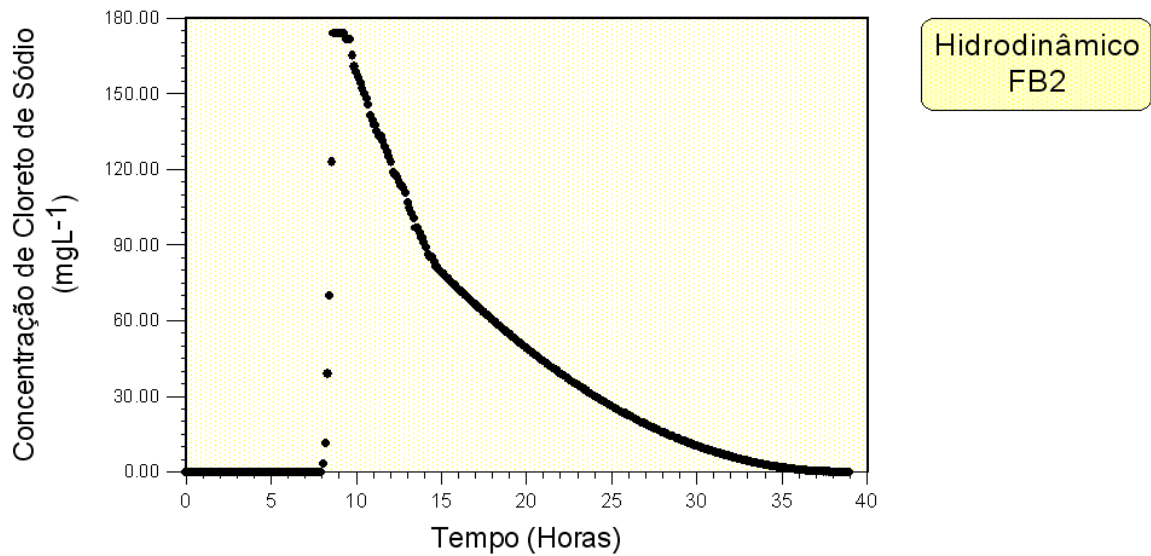


Figura 5.3: Relação entre o tempo do experimento e a concentração de cloreto de sódio para o efluente do filtro anaeróbico com recheio de bambu FB2

A partir do emprego da Equação 5.1 pode-se calcular a área sob a curva apresentada na Figura 5.3, tendo em vista encontrar a quantidade total de traçador que saia.

$$A = \int_0^{\infty} C dt \cong \sum C_i \Delta t_i \xrightarrow{\Delta t \text{ Constante}} \sum C \Delta t \quad \text{Equação 5.1}$$

Sendo: C e C_i a concentração de traçador no tempo t e na i ésima medição e Δt_i o incremento de tempo para medição de C_i . Para determinar o tempo médio de residência utiliza-se a Equação 5.2.

$$\bar{t} = \frac{\int_0^{\infty} t C dt}{\int_0^{\infty} C dt} \cong \frac{\sum t_i C_i \Delta t_i}{\sum C_i \Delta t_i} \xrightarrow{\Delta t \text{ Constante}} \frac{\sum t_i C_i}{\sum C_i} \quad \text{Equação 5.2}$$

Sendo: $\bar{t}$ o tempo médio de residência derivado da curva do traçador, t o tempo e t_i o tempo na i ésima medição.

Por sua vez, para obter a distribuição do tempo que os elementos do fluido levam para passar pelo reator, chamado de função de distribuição da idade de saída do fluido, a área sob a curva deve ter valor unitário. Para isso, cada leitura de concentração deve ser dividida pela área determinada a partir da Equação 5.1. Deste modo, encontra-se o gráfico exposto na Figura 5.4.

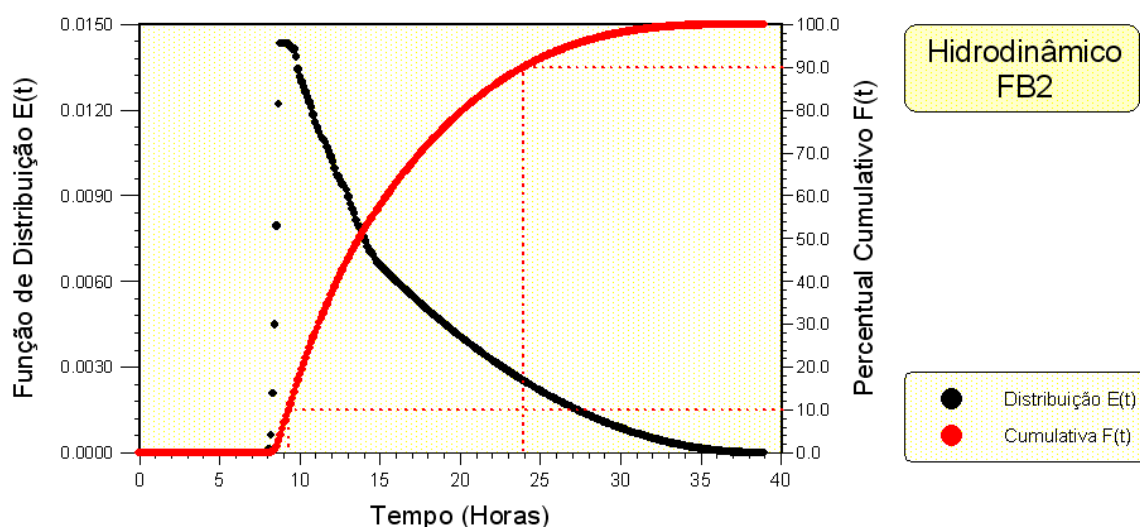


Figura 5.4: Curva de E(t) e F(t) em função do tempo do experimento

A curva cumulativa de distribuição dos tempos de residência F(t), definida pela Equação 5.3, expressa a quantidade de traçador que deixou o reator até um determinado tempo t , permitindo avaliar a distribuição dos tempos de residência, tal como se visualiza por meio da Figura 5.4.

$$F(t) = \int_0^t E(t)dt \cong \sum E(t)\Delta t \quad \text{Equação 5.3}$$

A partir deste conceito, Morrill (1932) sugere que a razão entre os tempos em que 90% e 10% do traçador tenha sido recuperado ($T_{90\%}/T_{10\%}$) é uma medida importante para determinar o comportamento hidrodinâmico do reator. O Índice de Dispersão de Morrill (IDM), que considera esta relação, assume o valor de 1,0 para um reator pistão ideal e em torno de 21,9 para o de mistura completa.

Outros parâmetros baseados na curva $E(t)$, propostos por Rebhun e Argaman (1965) são a razão entre o tempo de surgimento do pico de concentração e o tempo de detenção teórico (t_p/Θ_H) e entre o tempo médio de residência e o tempo de detenção teórico (t_m/Θ_H). O fluxo tende ao pistão quando t_p/Θ_H se aproxima de 1,0. Valores menores que 1,0 para t_m/Θ_H , indicam presença de zonas mortas no reator. Na Tabela 5.1 estão apresentados os valores para estes parâmetros encontrados para os três filtros anaeróbios com recheio de bambu em estudo.

Tabela 5.1: Valores obtidos para os diferentes parâmetros na caracterização dos filtros anaeróbios com recheio de bambu

Parâmetro	Unidade	Filtro Anaeróbio com Recheio de Bambu		
		FB1	FB2	FB3
Volume Útil do Reator (V)	L	374,1	374,1	374,1
Tempo de Detenção Hidráulica Teórico (Θ_H)	min	540,0	540,0	540,0
Tempo de Pico do Gráfico (t_p)	min	660,8	520,9	484,8
Tempo Médio (t_m)	min	1095,2	919,6	675,9
t_p/Θ_H	-	1,2	0,9	0,9
t_m/Θ_H	-	2,0	1,7	1,2
Índice de Dispersão de Morril (IDM)	10%	675,3	557,1	484,8
	90%	1666,6	1425,4	926,2
	IDM	2,4	2,5	1,9

Como se constata pela análise da Tabela 5.1 os Índices de Dispersão de Morrill dos filtros anaeróbios variaram entre 1,9 e 2,5, ou seja, estiveram mais próximo de 1,0 que de 21,9; indicando tendência ao fluxo pistonado (MORRILL, 1932). O reator FB3 apresentou o menor valor, indicando uma baixa dispersão axial. Possivelmente este desempenho pode estar associado ao fato deste filtro anaeróbio ter sido o único a ser preenchido exclusivamente com cavacos de bambu novos, levando o líquido a permanecer um menor período no interior do reator.

No FB1 e FB2, nos quais se empregou um material envelhecido, os IDM foram bastante próximos, sendo 2,4 e 2,5; respectivamente. Este comportamento pode ser um indicativo de que com o decorrer do tempo, mesmo sem a interferência do lodo que se formou no interior do filtro anaeróbio, o próprio material de recheio passou a influenciar o tempo de detenção hidráulica deste reator, levando a uma maior dispersão axial.

A razão t_p/Θ_H , proposta por Rebhun e Argaman (1965) aproximou-se da unidade em todos os três filtros anaeróbios, confirmando que o fluxo foi mais próximo do pistonado. A razão t_m/Θ_H , por sua vez, foram maiores que a unidade, o que, segundo os autores, indica que os reatores não contaram com a presença de zonas mortas.

5.1.2 - Hidrogramas

Os hidrogramas objetivaram encontrar uma forma de comparação dos quatro conjuntos compostos por filtros de areia e reatores de desnitrificação nas respectivas frequências de aplicação apresentadas na Tabela 4.1. Este teste também visou encontrar o tempo de permanência do afluente no interior deste sistema de tratamento.

O ensaio iniciou-se com a aplicação do volume de água correspondente a carga de 50 Lm^{-2} sobre os filtros de areia. Após o choque deste líquido com a superfície do leito, iniciou-se a cronometragem e a coleta de efluente que deixava a estrutura do reator de desnitrificação pela tubulação de saída. Este processo de coleta e determinação do volume repetiu-se a cada minuto do ensaio, possibilitando o cálculo de uma vazão média.

Ressalta-se, como exemplo, 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 e a análise e a

comparação dos resultados foram feitas com a construção de gráficos do tempo de duração do experimento em função da vazão média para cada minuto.

Os hidrogramas foram elaborados logo após a construção do projeto, utilizando-se água para evitar a formação de biofilme e de uma camada superficial de material particulado, que alterariam a estrutura do leito e prejudicariam a checagem dos resultados.

Analisando-se os dados experimentais nota-se pelo hidrograma do conjunto C1 apresentado na Figura 5.5, formado pelo filtro de areia FA1 e reator de desnitrificação RD1 em que se deu somente uma aplicação da carga de 50 Lm^{-2} , a ocorrência de uma rápida saída de efluente do interior deste sistema. Após aproximadamente 30 minutos, a curva da vazão em função do tempo alterou abruptamente o traçado, indicando o aumento do volume do líquido que deixava a estrutura.

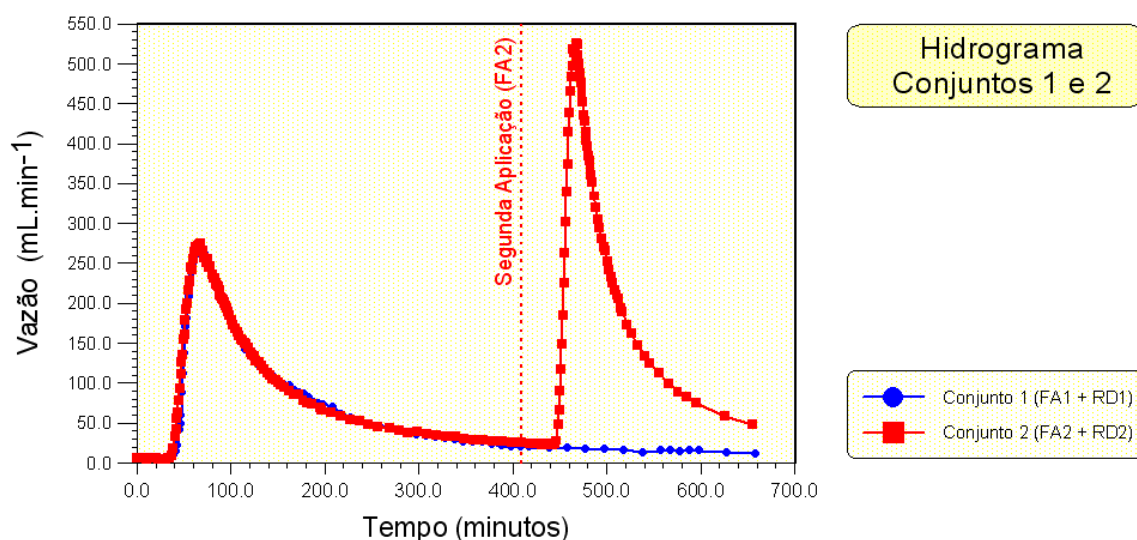


Figura 5.5: Hidrogramas dos conjuntos 1 e 2

Por meio da Tabela 5.2, que mostra o percentual de volume que saía do conjunto 1 a cada hora em relação ao volume total aplicado, percebe-se que 1 hora após a carga ser disposta, somente 5,8% do volume havia deixado o sistema de

tratamento. O restante do líquido permaneceu no interior do leito tendo contato com as partículas de areia. Quando se consideram as três primeiras horas, tem-se que 54,1% do efluente deixava o filtro, permitindo constatar que pouco menos da metade permanecia um tempo superior a este interagindo no filtro de areia e reator de desnitrificação.

Tabela 5.2: Percentual de saída de água em relação ao volume aplicada no conjunto 1 (filtro de areia FA1 e reator de desnitrificação RD1)

Período (Horas)	Volume Saído (mL)	Volume Saído em Relação ao Volume Aplicado (%)	% de Volume Cumulativo
0 a 1	2288,2	5,8	5,8
1 a 2	12577,8	32,0	37,8
2 a 3	6412,8	16,3	54,1
3 a 4	4062,5	10,3	64,5
4 a 5	2597,8	6,6	71,1
5 a 6	1818,7	4,6	75,7
6 a 7	1330,4	3,3	79,1
7 a 11	3742,4	9,5	88,7
0 a 11	34830,8	5,8	94,5

Salienta-se que a amostragem teve início imediatamente após o nítido aumento da vazão de saída. Deste modo, o líquido coletado corresponderia àquele com um tempo de interação com os leitos dos reatores de aproximadamente 30 minutos, principalmente no que tange aos filtros de areia, visto que nos reatores de desnitrificação houve um acúmulo de afluente em seu interior. Quando se faz uma comparação com o tempo de detenção hidráulica em lodos ativados convencionais, que segundo von Sperling (1997) varia entre 6 a 8 horas, nota-se uma gigantesca discrepância nos valores.

No conjunto 2, ilustrado na Figura 5.5, em que foi aplicada a carga de 50 Lm^{-2} em dois momentos distintos durante o dia, observa-se a formação de dois picos de

vazões. O primeiro iniciou-se aproximadamente ao mesmo tempo daquele encontrado no conjunto 1, ou seja, 30 minutos após a aplicação do líquido. Observa-se que até mesmo as vazões máximas foram semelhantes, ambas ao redor de $270,0 \text{ mLmin}^{-1}$, indicando uma grande reprodutibilidade do teste. O segundo pico atingiu uma vazão bastante superior a encontrada para o primeiro, correspondendo a $526,8 \text{ mLmin}^{-1}$. Esta diferença pode ser resultante da interferência do afluyente da primeira aplicação, pois conforme a análise dos dados do conjunto 1, após 7 horas ainda restava cerca de 20% do mesmo no interior dos reatores.

Para o conjunto 3, em que se aplicou água em três horários diferentes, teve-se a formação dos picos de vazão exibidos na Figura 5.6. Os dois últimos possuíam valores máximos próximos a $645,0 \text{ mLmin}^{-1}$, enquanto que o primeiro atingiu $355,1 \text{ mLmin}^{-1}$. No conjunto 4, em que se formaram quatro pontos de máxima vazão, nota-se novamente que os dados encontrados para o primeiro pico, onde houve a disposição de líquido no mesmo horário estando ambos os filtros de areia isentos de aplicações anteriores, houve praticamente uma sobreposição das curvas.

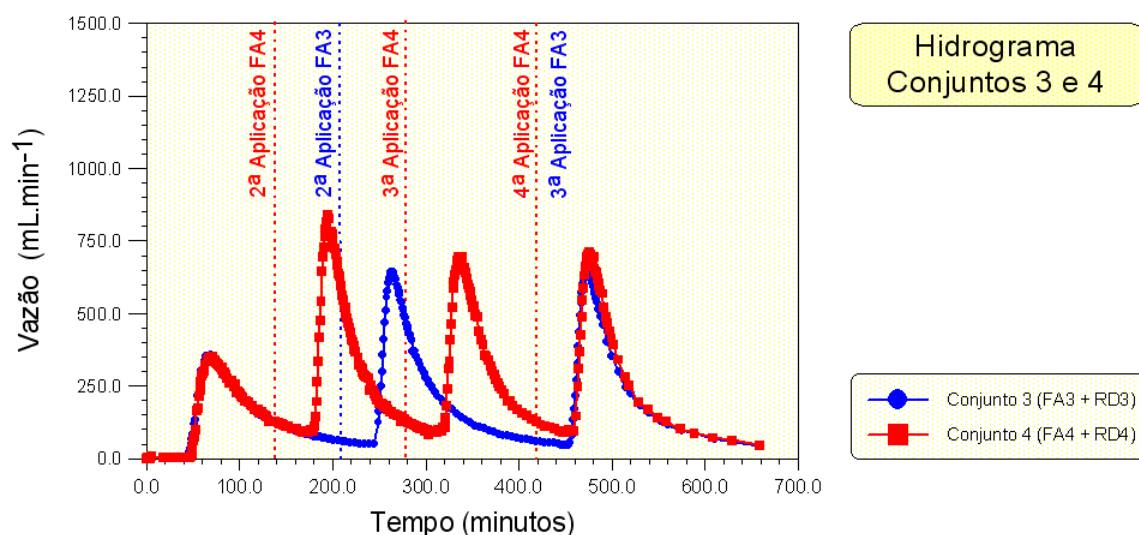


Figura 5.6: Hidrogramas dos conjuntos 3 e 4

Também se nota que os últimos picos constituídos pelos dados destes conjuntos 3 e 4 também iniciaram-se aproximadamente ao mesmo tempo, ou seja, 30

minutos após a aplicação das 16:00 horas. O diferencial é que o pico do conjunto 4 é ligeiramente superior, possivelmente resultante do maior número de aplicações.

5.2 - Avaliação Física dos Reatores

Antes de iniciar a aplicação de efluente anaeróbio, a areia de todos os filtros de areia possuía uma coloração clara característica. No decorrer da disposição das diversas taxas, iniciou-se a formação de uma coloração levemente escura na camada superficial, mas que em nenhum momento comprometeu a velocidade de penetração do líquido.

Durante toda a pesquisa não houve a necessidade de realizar-se uma raspagem da superfície buscando a melhoria da infiltração, ou seja, não foi caracterizado um processo de entupimento nas 75 semanas de operação do sistema.

Neste mesmo período também não foi necessário o descarte de lodo gerado nos filtros anaeróbios com recheio de bambu.

5.3 - Parâmetros Físicos, Químicos e Biológicos

5.3.1 - Temperatura

Na Figura 5.7 estão expostas as temperaturas encontradas ao longo do desenvolvimento da pesquisa. A média obtida para o ambiente do local da instalação do projeto foi de $24,5 \pm 5,4^{\circ}\text{C}$, enquanto que no interior do leito de areia atingiu valores

ligeiramente menores, chegando a $21,1 \pm 4,1^{\circ}\text{C}$. Os pontos abaixo de $20,0^{\circ}\text{C}$, observados entre a 44^a e 58^a semanas corresponderam ao período de inverno.

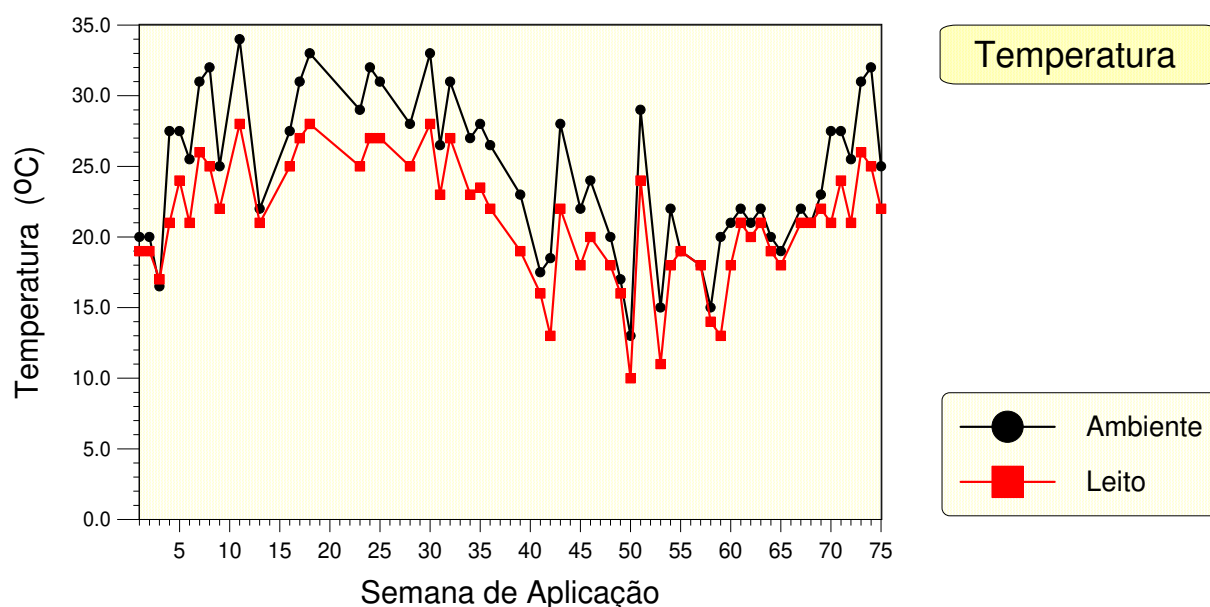


Figura 5.7: Temperatura ambiente e no leito de areia

Uma hipótese para a temperatura do leito ser inferior a medida no ambiente da instalação do projeto, pode ser o fato de que ambas foram determinadas no horário da primeira aplicação de afluente sobre a superfície dos filtros de areia, aproximadamente às 9:00 horas. Assim, o sistema ainda não havia sido completamente influenciado pelo ambiente, apresentando valores mais próximos àqueles ocorridos no período noturno.

5.3.2 - pH

Por meio da Figura 5.8 constata-se que o esgoto bruto empregado na pesquisa possuía valores de pH que oscilavam nas proximidades da neutralidade. Este comportamento pode ser percebido mais claramente ao verificar-se que a média para todas as semanas analisadas foi de $6,94 \pm 0,31$.

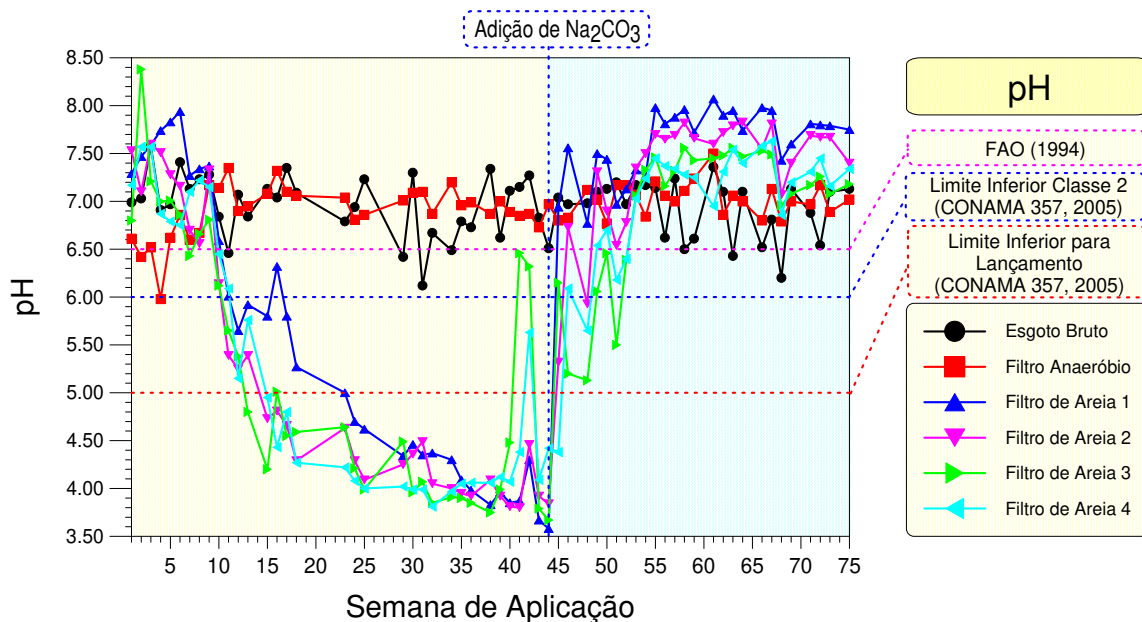


Figura 5.8: pH do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia

Quanto aos valores de pH do efluente dos filtros anaeróbios nota-se que até a 9ª semana eram inferiores aos encontrados no esgoto bruto. Este desempenho pode ser resultante do período de partida dos reatores, no qual segundo Campos (1999), acaba existindo a transformação dos compostos facilmente degradáveis em ácidos orgânicos, afetando o pH e diminuindo a alcalinidade (Figura 5.10).

No decorrer da operação do sistema o processo de digestão anaeróbia foi sendo complementado, tomando corpo as etapas de acidogênese e de metanogênese, que acabaram consumindo estes ácidos. Neste período o nitrogênio amoniacal proveniente das proteínas também contribui com o aumento dos valores de alcalinidade (CAMPOS, 1999). Como consequência, a partir da 9ª semana o efluente dos filtros anaeróbios passou a ter um pH médio de $6,95 \pm 0,24$.

Chernicharo (1997) considera que os valores de pH compreendidos entre 6,0 e 8,0 são adequados para o bom funcionamento dos sistemas anaeróbios enquanto que Speece (1996) estipula os limites de 6,5 e 8,2. Portanto, conforme se constata pela observação da Figura 5.8, tanto o esgoto bruto como o efluente anaeróbio estava

dentro destas especificações, garantindo condições apropriadas para a formação dos microrganismos responsáveis pelo tratamento.

No que tange aos efluentes dos filtros de areia, percebe-se que após a 9ª semana da pesquisa deu-se uma grande queda nos pH, chegando a valores inferiores a 4,0 a partir da 36ª semana, ou seja, muito abaixo do limite mínimo estabelecido pela legislação brasileira para o lançamento em corpos hídricos (CONAMA 357, 2005). Esse aumento da acidez pode ser explicado pelo processo de nitrificação que ocasionou o consumo de alcalinidade (Figura 5.11). Ao serem atingidos valores de pH muito abaixo de 6,5; mínimo estimado como adequado à nitrificação por Surampalli *et al.* (1997), USEPA (1993) e Metcalf e Eddy (2003), aparentemente houve uma leve inibição dos microrganismos nitrificantes, acarretando no aumento das concentrações de nitrogênio total Kjeldahl (Figura 5.24).

Por outro lado, até a 9ª semana, apesar de ocorrer a nitrificação, os pH mantinham-se acima de 7,0. Um desempenho similar foi obtido por Tonetti (2004) e explicado pela existência de compostos com características básicas na areia que, no decorrer da aplicação diária de afluente acabavam consumidos ou arrastados para fora do sistema. Observa-se que na presente pesquisa esta influência foi abrandada mais lentamente no filtro de areia FA1, que recebia o menor número de aplicações diárias. Este mesmo filtro apresentava uma completa transformação dos compostos nitrogenados para nitrato (Figura 5.24), que traria como decorrência a maior concentração do íon H^+ e conseqüentemente o menor pH, caso não houvesse a interferência da areia.

Os efluentes dos reatores de desnitrificação, como se visualiza por meio da Figura 5.9, tiveram o mesmo desempenho encontrado para os filtros de areia, sofrendo uma grande queda nos dados de pH, atingindo valores inferiores a 6,0 logo na 14ª semana. Este resultado pode estar associado a entrada de um afluente ácido e também a nitrificação, visto que as concentrações de NTK eram ainda mais reduzidas na saída destes reatores (Figura 5.26).

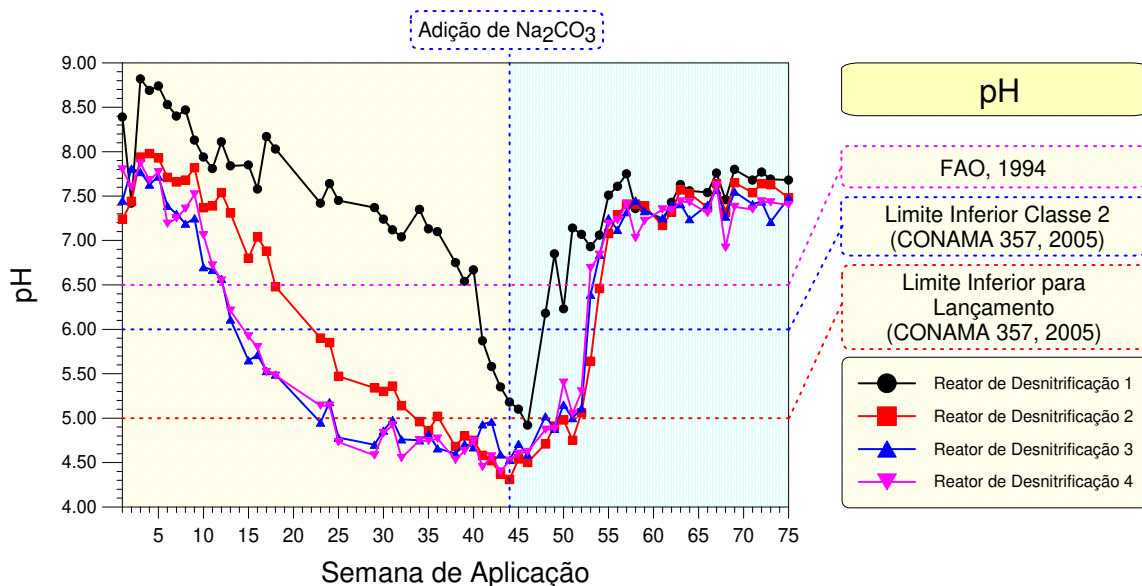


Figura 5.9: pH dos efluentes dos reatores de desnitrificação

Outra característica similar aos filtros de areia refere-se ao fato de que o efluente do reator de desnitrificação RD1 possuía valores superiores de pH. Mais uma vez a explicação para este comportamento pode estar relacionada à influência do leito de brita sobre o líquido, combinada com a existência de uma carga superior de nitrogênio amoniacal nitrificada nos reatores que recebiam as maiores freqüências de aplicações (Tabela 5.9).

Portanto quanto ao pH, os efluentes de ambos os tipos de reatores teriam uma qualidade imprópria para serem empregados na agricultura ou lançados em corpos hídricos (FAO, 1994 e CONAMA 357, 2005). Além disso, também seriam inadequados para a desnitrificação, visto que Henze *et al.* (1997), Surampalli *et al.* (1997), van Haandel e Marais (1999) citam que os valores ótimos para este processo bioquímico são superiores a 6,0.

5.3.2.1 - Adição de Composto Alcalino

Tendo-se em vista adequar o pH dos efluentes, tanto para o lançamento em um corpo hídrico como para seu emprego na irrigação, decidiu-se adicionar um composto alcalino conjuntamente com a disposição do efluente anaeróbico nos filtros de areia. Para isso, entre a 40^a e a 44^a semana testou-se o uso de carbonato de cálcio e hidróxido de cálcio, constando-se que ambos formavam um precipitado sobre a superfície do leito, além de não propiciar o desejado aumento dos valores de pH.

Deste modo, a partir da 45^a semana passou-se a adotar o carbonato de sódio (barrilha), acrescentando 100 mL de uma solução com concentração de 120 gL⁻¹ durante todas as disposições de efluente anaeróbico sobre os leitos. No princípio empregou-se uma solução com 60 gL⁻¹ deste sal, aumentando sua concentração até que fosse atingido um efluente nos filtros de areia com pH superior a 7,0; tal como se nota nas Figuras 5.8 e 5.9. Como cada uma das aplicações possuía um volume de 39,3 L, correspondente a disposição de 50 Lm⁻²dia⁻¹ sobre uma superfície com 1,0 m de diâmetro, tinha-se uma concentração final de 0,30 gL⁻¹ em termos de Na₂CO₃ no afluente.

Caso seja considerado que um indivíduo com padrão de renda médio contribua diariamente com 130 L de esgoto (NBR 7229, 1993), ter-se-ia que mensalmente em uma casa com uma família de quatro pessoas haveria o consumo de 4680 g de carbonato de sódio. Esta demanda de sal teria um custo aproximado de R\$ 46,80 ao mês, ou o equivalente a U\$ 27,53 (cotação de 11 de fevereiro de 2008). Além deste dispêndio financeiro, também existiria a necessidade da adoção de um aparato operacional para aplicar o Na₂CO₃ em cada uma das disposições de afluente.

Porém, conforme será discutido nos Itens 5.3.3 e 5.3.11, o esgoto bruto empregado nesta pesquisa possuía valores de alcalinidade inferiores aos encontrados na literatura, associados a concentrações de compostos nitrogenados superiores a média de águas residuárias de origem doméstica. Em escala real, caso os valores para estes dois parâmetros tenham uma melhor correlação, a nitrificação não levará ao

completo consumo de alcalinidade e, conseqüentemente, não será gerado um pH inadequado nos efluentes dos filtros de areia. Assim, no emprego deste sistema de tratamento, deve-se levar em consideração a proposição de Metcalf e Eddy (2003), de que para cada grama de $N - NH_4^+$ nitrificado há o dispêndio de 7,07 g de alcalinidade na forma de $CaCO_3$.

5.3.3 - Alcalinidade Total (AT), Parcial (AP)

O valor médio da alcalinidade parcial do esgoto bruto foi de 61 ± 21 $mgCaCO_3L^{-1}$, enquanto que a total atingiu 110 ± 31 $mgCaCO_3L^{-1}$, estando próxima ao mínimo da faixa estipulada por von Sperling (1996) como típica para este tipo de água residuária, a qual oscila entre 110 $mgCaCO_3L^{-1}$ e 170 $mgCaCO_3L^{-1}$.

Por sua vez, no efluente dos filtros anaeróbios a média da alcalinidade parcial foi de 125 ± 56 $mgCaCO_3L^{-1}$, notando-se por meio da Figura 5.10 que até a 7ª semana os dados obtidos foram inferiores aos do esgoto bruto, correspondendo a fase em que estes reatores apresentavam o efluente com os menores pH (Figura 5.8). Este comportamento pode ser atribuído ao período inicial de operação do sistema, no qual inexistia uma população de bactérias capaz de realizar as diversas etapas do processo anaeróbio até a formação do metano. Assim, a acidogênese e acetogênese poderiam estar prevalecendo sobre a metanogênese (VAN HAANDEL e LETTINGA, 1994). No tocante a alcalinidade total, a média foi de 208 ± 55 $mgCaCO_3L^{-1}$.

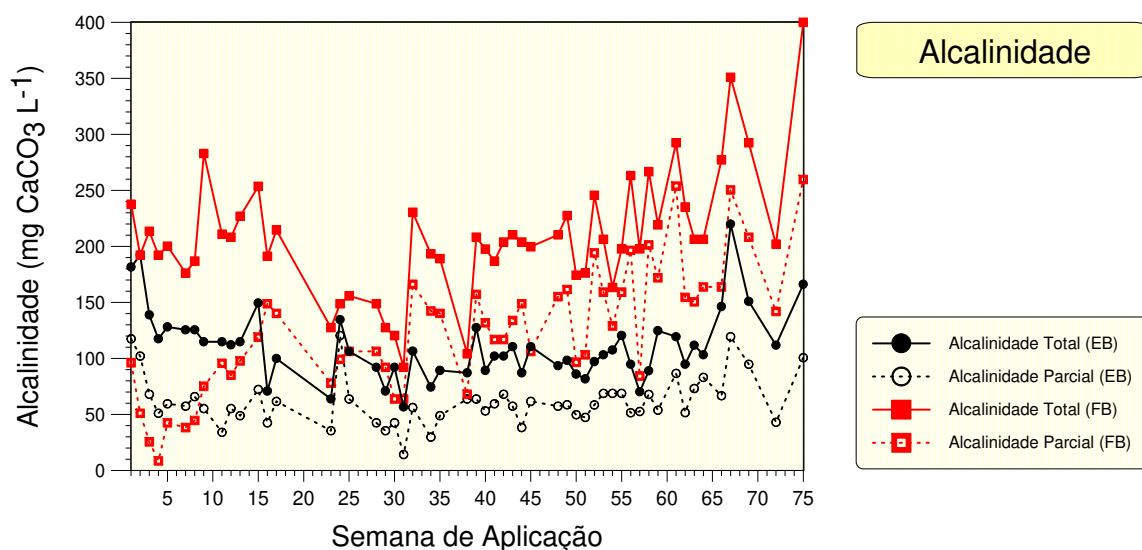


Figura 5.10: Alcalinidade parcial e total do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios

Nos efluentes dos filtros de areia, pela Figura 5.11, constata-se que os resultados para a alcalinidade parcial e total apresentaram uma queda significativa no decorrer da pesquisa, igualando-se a zero a partir da 18^a semana. Este abrupto decréscimo pode ser fruto da nitrificação (Figura 5.24) que consumiu o sistema tampão, trazendo como reflexo uma diminuição do pH (Figura 5.8). Para as primeiras semanas, a alcalinidade existente possivelmente era originária do tamponamento propiciado pelos próprios leitos, que no decorrer da operação do sistema acabou sendo esgotado.

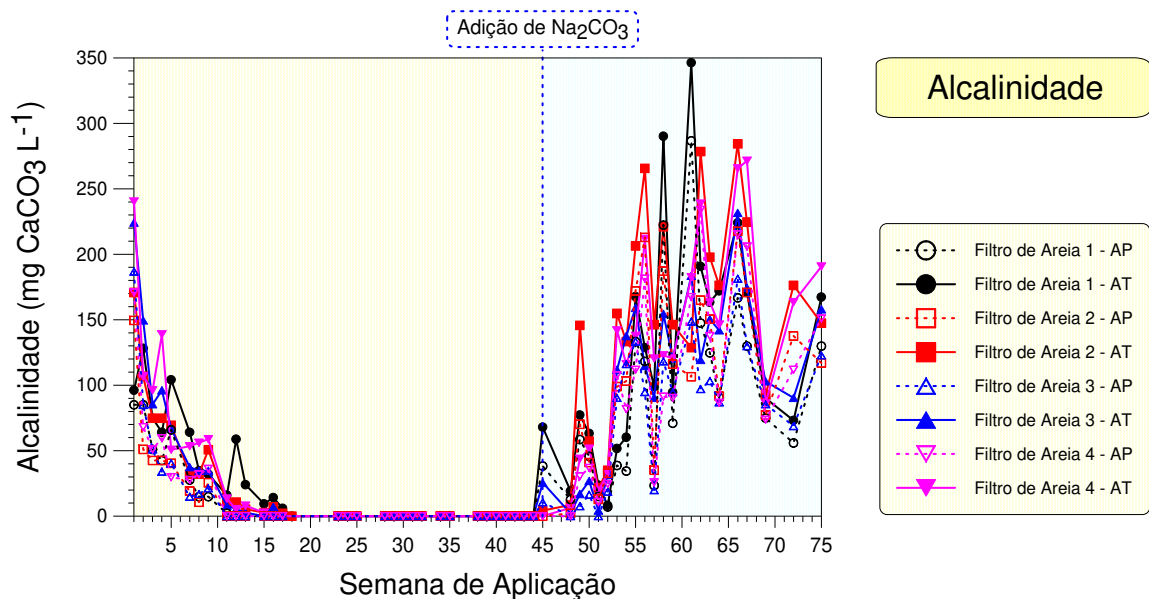


Figura 5.11: Alcalinidade parcial e total dos efluentes dos filtros de areia

Quanto aos efluentes dos reatores de desnitrificação, por meio da Figura 5.12 percebe-se a mesma diminuição nos valores de alcalinidade, neste caso ocasionada por um afluente com pH extremamente baixo associado a complementação da nitrificação (Item 5.3.11). No reator RD1 os dados mantiveram-se acima de zero por um maior número de semanas, devido a inferior quantidade de líquido disposto consumir um menor valor da alcalinidade do próprio leito de brita, além do que, o líquido que adentrava sua estrutura possuía a mais baixa concentração de NTK (Tabela 5.8).

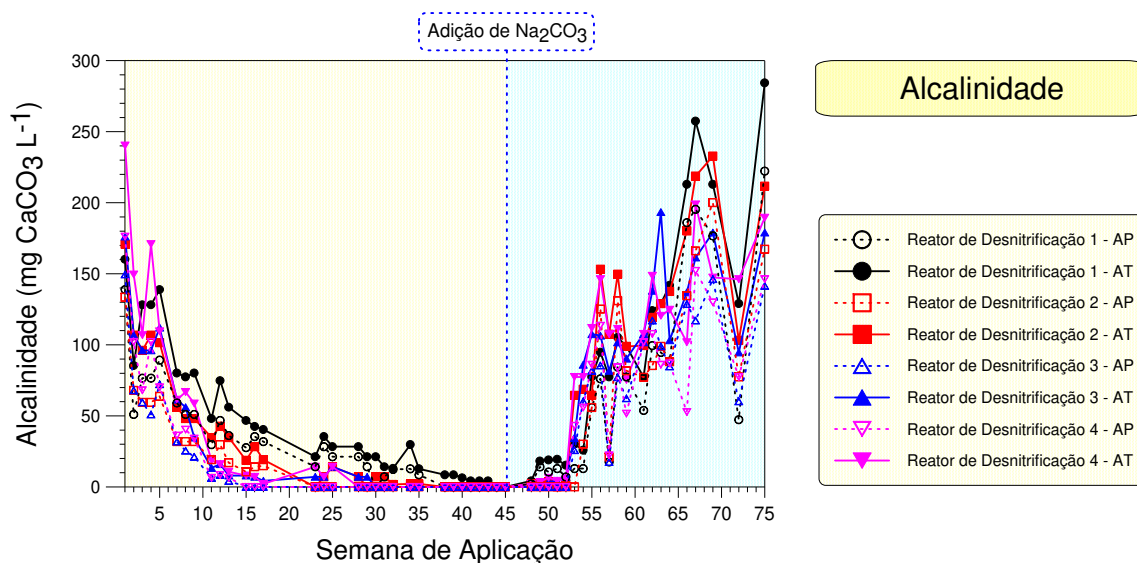


Figura 5.12: Alcalinidade parcial e total dos efluentes dos reatores de desnitrificação

Conforme exposto na discussão sobre o pH (Item 5.3.2.1), decidiu-se empregar um composto alcalino durante a aplicação do efluente anaeróbio, criando um meio adequado às bactérias nitrificantes e desnitrificantes. Para isso, utilizou-se 100 mL de uma solução de carbonato de sódio com concentração de 120 g L^{-1} , a qual propiciava um acréscimo na alcalinidade de $288 \text{ mgCaCO}_3 \text{ L}^{-1}$ em cada uma das aplicações de 50 L m^{-2} .

Como decorrência aumentaram-se os valores encontrados para este parâmetro, não havendo diferença significativa entre as médias obtidas (Kruskal-Wallis 5%), sendo que ao considerar o conjunto dos leitos de areia, atingiu-se $127 \pm 60 \text{ mgCaCO}_3 \text{ L}^{-1}$. Deste modo, este sistema esgotou a alcalinidade presente no efluente dos filtros anaeróbios ($208 \pm 55 \text{ mgCaCO}_3 \text{ L}^{-1}$) e também uma parcela daquela adicionada com o sal alcalino, totalizando um consumo aproximado de 369 mg L^{-1} .

Ao fazer-se a correlação proposta por Metcalf e Eddy (2003) de que para cada grama de $\text{N} - \text{NH}_4^+$ nitrificado há o dispêndio de 7,07 g de alcalinidade na forma de CaCO_3 , a redução nos valores encontradas na presente pesquisa equivaleria a oxidação de aproximadamente $52,3 \text{ mg L}^{-1}$ de nitrogênio amoniacal para nitrato. Tal resultado está muito próximo daquele realmente obtido, visto que em média existiu a

nitrificação de $51,8 \text{ mgL}^{-1}$ do nitrogênio total Kjeldahl afluente (Tabela 5.8). Do mesmo modo, ao considerar-se que o efluente dos filtros anaeróbios possuía uma alcalinidade total média de $208 \pm 55 \text{ mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$, originária de um esgoto bruto que tinha valores próximos ao mínimo estipulado pela literatura, suportaria a nitrificação de $29,4 \text{ mgL}^{-1}$ de $\text{N} - \text{NH}_4^+$.

Essa concentração de nitrogênio amoniacal está próxima ao extremo inferior dos valores tidos como típicos para águas residuárias de origem doméstica, que oscila entre 35 mgL^{-1} e 70 mgL^{-1} (VON SPERLING, 1996). Porém, o esgoto empregado na pesquisa possuía concentrações superiores a este mínimo (Item 5.3.11), levando a constatação de que caso deseje-se a não aplicação de um composto alcalino para a correção do pH, deverá existir uma adequada relação entre o valor de alcalinidade presente no esgoto bruto e, posteriormente no efluente anaeróbio, com a respectiva concentração de nitrogênio amoniacal.

Por sua vez, segundo Piluk e Byers (2001) e Biesterfeld *et al.* (2003), um nível de alcalinidade em termos de carbonato de cálcio acima de 40 mgL^{-1} proporciona um meio adequado as bactérias nitrificantes. Como a média obtida nos efluentes foi de $127 \pm 60 \text{ mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$, conclui-se que na presente pesquisa foi feita a aplicação de uma excessiva quantidade de carbonato de sódio. Portanto, baseado no levantamento dos pesquisadores citados, poder-se-ia reduzir a concentração da solução disposta conjuntamente com o efluente anaeróbio para aproximadamente 40 mgL^{-1} de Na_2CO_3 .

Quanto aos efluentes dos reatores de desnitrificação, observa-se pela Figura 5.12 que após a correção dos pH as alcalinidades obtidas também não apresentaram diferenças significativas (Kruskal-Wallis 5%). Outro ponto importante é que com a adição da fonte externa de carbono na 58ª semana, teve-se um ligeiro acréscimo na alcalinidade do reator de desnitrificação RD1, quando comparado ao filtro de areia FA1. Este desempenho pode ser fruto da redução bioquímica do nitrato, no entanto não foi possível determinar se os resultados confirmavam a afirmação de van Rijn *et al.* (2006). Para esse autor, cada $1,00 \text{ mg}$ de $\text{N} - \text{NO}_3^-$ reduzido a N_2 leva ao aumento da alcalinidade em $3,57 \text{ mgL}^{-1}$ quanto ao CaCO_3 .

Um fator que dificulta a obtenção desta correlação seria a nitrificação existente no reator de desnitrificação, visto que houve uma redução na concentração do nitrogênio amoniacal adicionado conjuntamente com o efluente anaeróbico (Item 5.3.11.1). Combinado a isso, também existiu a presença de valores de alcalinidade na própria fonte externa de carbono adotada e também houve a impossibilidade de se afirmar categoricamente que todo o nitrato desnitrificado foi transformado em N_2 ou algum composto intermediário (Item 5.3.11).

5.3.4 - Condutividade

No tocante a condutividade, percebe-se por meio da Figura 5.13 que o esgoto bruto apresentou uma tendência a ter dados significativamente inferiores (Kruskal-Wallis 5%) aos encontrados no efluente dos filtros anaeróbios, sendo que no primeiro caso a média foi de $0,708 \pm 0,139 \text{ dSm}^{-1}$ e no segundo $0,861 \pm 0,186 \text{ dSm}^{-1}$. Explica-se esta característica pela maior mineralização das substâncias presentes no esgoto bruto após a passagem pelo reator anaeróbico, que degradava as moléculas complexas transformando-as em monômeros, tais como ácidos orgânicos e nitrogênio amoniacal, os quais acabavam contribuindo com o aumento dos valores de condutividade.

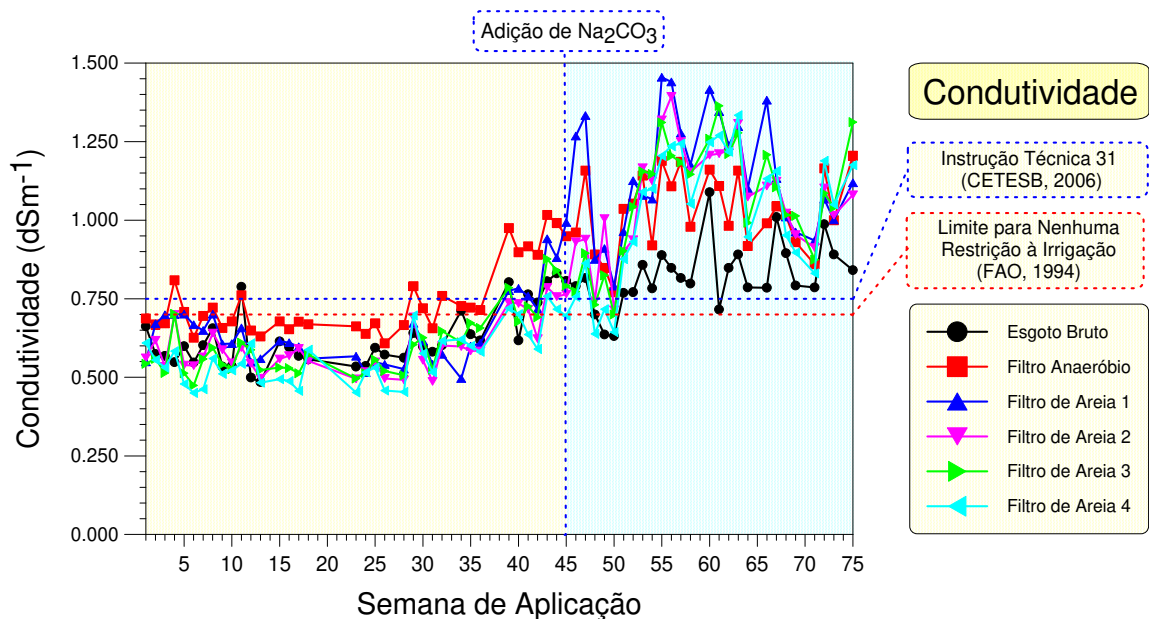


Figura 5.13: Condutividade do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia

Anteriormente a adição do composto alcalino, iniciada na 40ª semana, a condutividade dos efluentes dos filtros de areia foram inferiores as encontrados no afluente anaeróbio. Este desempenho, semelhante ao obtido por Tonetti (2004), contraria a expectativa inicial, pois todos os leitos de areia proporcionaram uma ampliação da degradação do afluente, constatada pela diminuição nos valores de DBO, DQO e COD (Tabelas 5.5, 5.6 e 5.7) e pela avançada nitrificação (Tabela 5.8).

Porém, neste período houve uma acentuada redução nos valores de alcalinidade dos efluentes dos filtros de areia (Figura 5.11), resultante da diminuição das concentrações dos ácidos voláteis, carbonatos, bicarbonato e hidróxidos, além do fósforo total (Figura 5.27) que por sua vez são valiosos contribuintes para a condutividade. Quanto ao nitrogênio amoniacal que foi transformado em nitrato, tem-se que ambos possuem condutividades equivalentes muito semelhantes, não influenciando na diferença de valores entre o afluente e o efluente (LIDE, 2008).

Nos efluentes dos reatores de desnitrificação, pela Figura 5.14 nota-se uma diferenciação entre os dados de condutividade, sendo que o RD1 possuía resultados significativamente superiores (Kruskal-Wallis 5%). A possível origem deste

comportamento pode estar relacionada a menor diminuição na alcalinidade encontrada para este reator (Figura 5.12), garantindo pequenas concentrações de compostos salinos contribuintes para a condutividade.

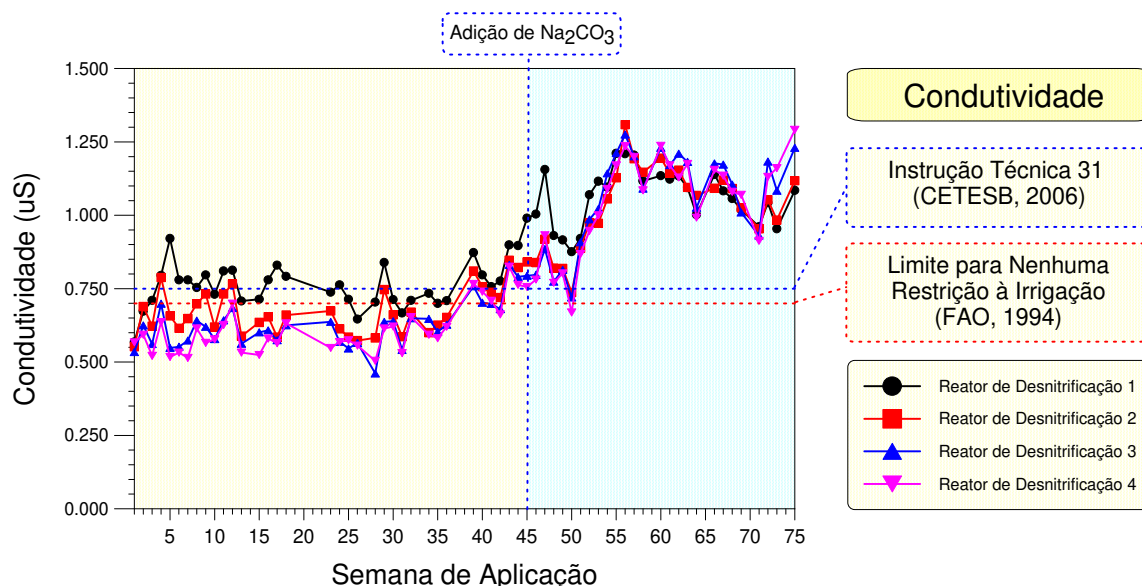


Figura 5.14: Condutividade dos efluentes dos reatores de desnitrificação

Quando se comparam os dados obtidos com o limite estipulado pela FAO (1994) para que a condutividade da água residuária não traga nenhum grau de restrição ao uso na irrigação, que é de $0,700 \text{ dSm}^{-1}$ (Tabela 3.2), nota-se pela análise da Figura 5.13 que até a 39ª semana os filtros de areia cumpriam esta recomendação. Quanto aos efluentes dos reatores de desnitrificação, no RD1 e RD2 foram encontrados valores acima do estipulado. Mesmo quando se considera a Instrução Técnica 31 da CETESB (2006), estes reatores teriam dificuldade em atendê-la, destacando-se que no caso o limite é de $0,750 \text{ dSm}^{-1}$. Deste modo, passariam a ter uma restrição leve ou moderada para seu uso na irrigação, tornando-se somente adequado para solos bem drenados e no cultivo de espécies com alta tolerância salina.

Após o início da adição do composto alcalino na 40ª semana, todos os filtros de areia e reatores de desnitrificação sofreram um significativo aumento nos valores de condutividade, superando em todos os casos o limite estipulado pela FAO (1994) e CETESB (2006) para a irrigação irrestrita. No entanto, os resultados estavam muito

abaixo de $3,0 \text{ dSm}^{-1}$, a partir da qual a água residuária passa a ter um grau severo de restrição ao uso. Esta mesma característica repetiu-se ao levar-se em consideração os dados obtidos após o emprego da fonte externa de carbono.

5.3.5 - Oxigênio Dissolvido (OD)

Por meio da Figura 5.15 percebe-se que a concentração de oxigênio dissolvido no esgoto bruto e no efluente dos filtros anaeróbios sempre esteve em um patamar bastante baixo, tendo respectivamente as médias de $0,55 \pm 0,26 \text{ mgL}^{-1}$ e de $0,52 \pm 0,26 \text{ mgL}^{-1}$.

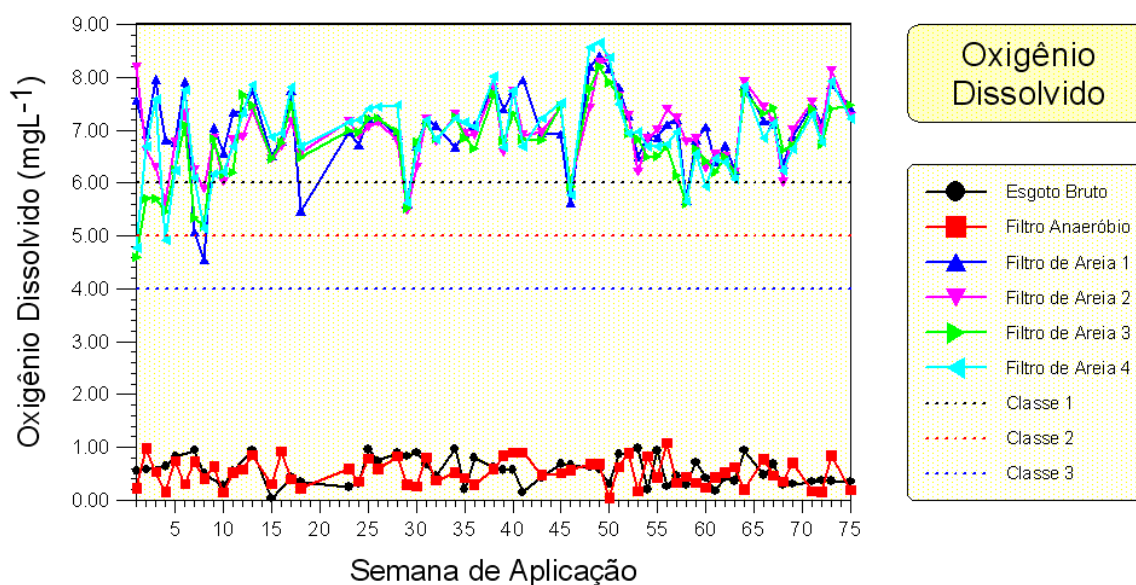


Figura 5.15: Concentração de oxigênio dissolvido no esgoto bruto e no efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia e comparação com as classes de corpos de água (CONAMA 357, 2005)

Por sua vez, os efluentes dos filtros de areia mesmo ao sofrerem um grande processo de nitrificação (Tabela 5.8) e de remoção de matéria orgânica (Tabela 5.5, 5.6 e 5.7), durante todo o período analítico apresentaram valores de OD superiores ao limite mínimo estabelecido para corpos de água de classe 3 (CONAMA 357, 2005). Na

grande maioria dos casos, a qualidade era também correspondente aqueles de classe 1 e 2. Desta forma, segundo esta resolução, quanto a este parâmetro os efluentes poderiam ser empregados na recreação de contato primário e na irrigação de hortaliças, plantas frutíferas e de parques, além da aqüicultura e a pesca. Estas afirmações também podem ser visualizadas com a Figura 5.16, que apresenta os diagramas obtidos para as diversas etapas da pesquisa. Nota-se que mesmo o extremo inferior da concentração de oxigênio dissolvido nos efluentes dos filtros de areia foi superior ao estipulado como meta, que no caso era o valor exigido para corpos hídricos de classe 3 (CONAMA 357, 2005).

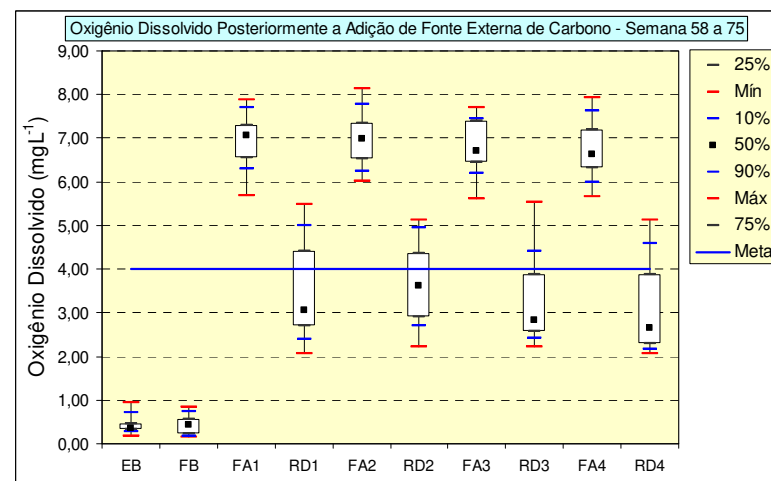
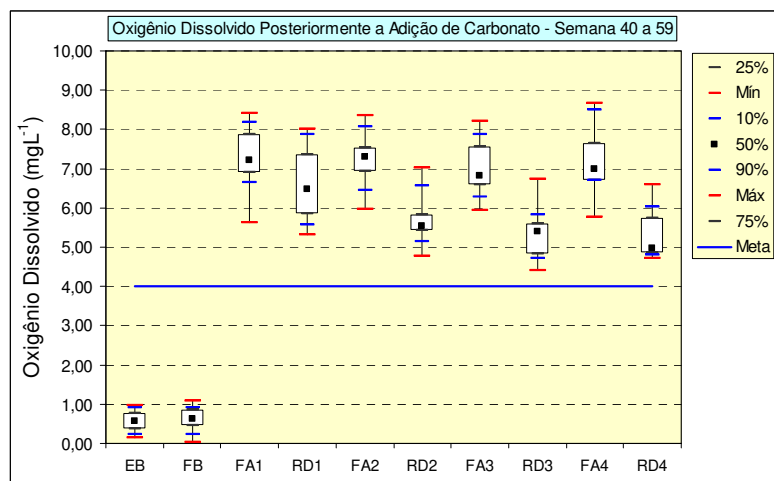
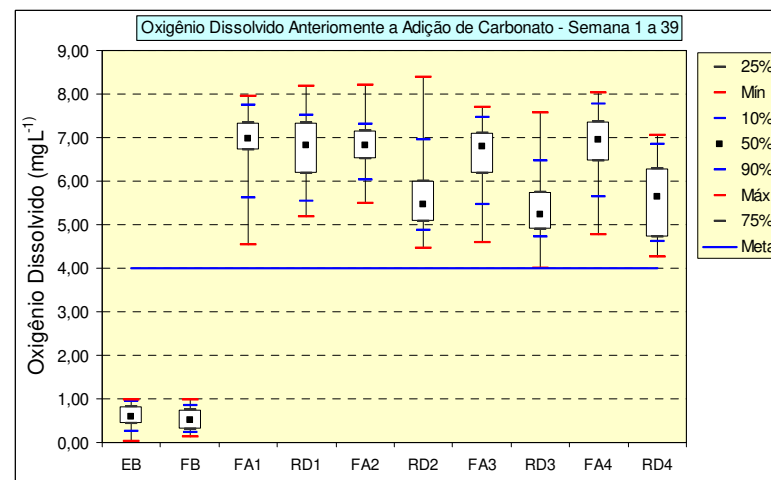
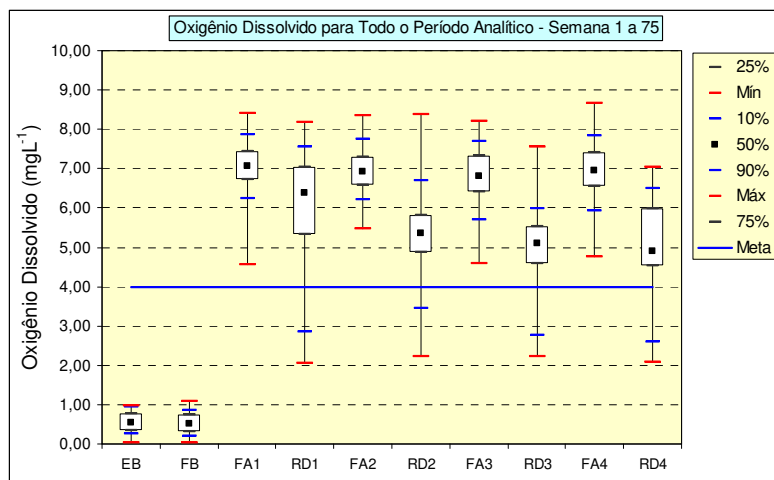


Figura 5.16: Diagramas para a concentração de OD nas diversas etapas da pesquisa, tendo como meta a adequação a corpos hídricos de classe 3 (CONAMA 357, 2005) nos filtros de areia (4 mgL^{-1}) e a desnitrificação nos reatores de desnitrificação (0 mgL^{-1})

Estas altas concentrações de oxigênio dissolvido demonstram a grande capacidade de aeração dos leitos operados intermitentemente, possivelmente ocasionado pelo tempo de descanso entre uma aplicação e outra, que garantia a entrada de ar para o interior dos poros da areia, satisfazendo o metabolismo das bactérias aeróbias e também permitindo a diluição do oxigênio na massa líquida proveniente da disposição seguinte. Em cada poro do leito haveria o contato de uma pequena quantidade do afluente com o ar atmosférico que anteriormente ocupava o espaço, associado com um grande turbilhonamento proporcionado por sua infiltração.

Uma hipótese para a inexistência de diferenças significativas entre as médias encontradas nos efluentes dos quatro filtros de areia e constatadas pela avaliação estatística (Kruskal-Wallis 5%) e pela análise da Figura 5.16, seria que mesmo ao receber a maior frequência de aplicação, existia um tempo suficiente para a drenagem de grande parte do líquido disposto, conforme visualiza-se pela observação dos hidrogramas (Figuras 5.5 e 5.6). Deste modo, garantia-se que principalmente na camada superficial, na qual Pell e Nyberg (1989b c) e Ellis (1987) afirmam que acontece a maior parcela da decomposição da matéria orgânica e da nitrificação, houvesse um adequado contato entre o afluente da aplicação seguinte e o oxigênio que voltava a ocupar os poros do leito, independentemente da taxa empregada.

Quanto aos reatores de desnitrificação, pela Figura 5.17 nota-se que os efluentes gerados anteriormente a disposição de Na_2CO_3 na 45ª semana satisfaziam a CONAMA 357 (2005) referente ao enquadramento de corpos de água de classe 3. Neste período os valores do RD1 eram significativamente diferentes (Kruskal-Wallis 5% e Figura 5.16), sendo que esta particularidade pode ser reflexo da entrada de um afluente com baixas concentrações de matéria orgânica (Tabelas 5.5, 5.6 e 5.7) que ao ser depurada pela cultura biológica presente no reator não acarretava um expressivo consumo de oxigênio.

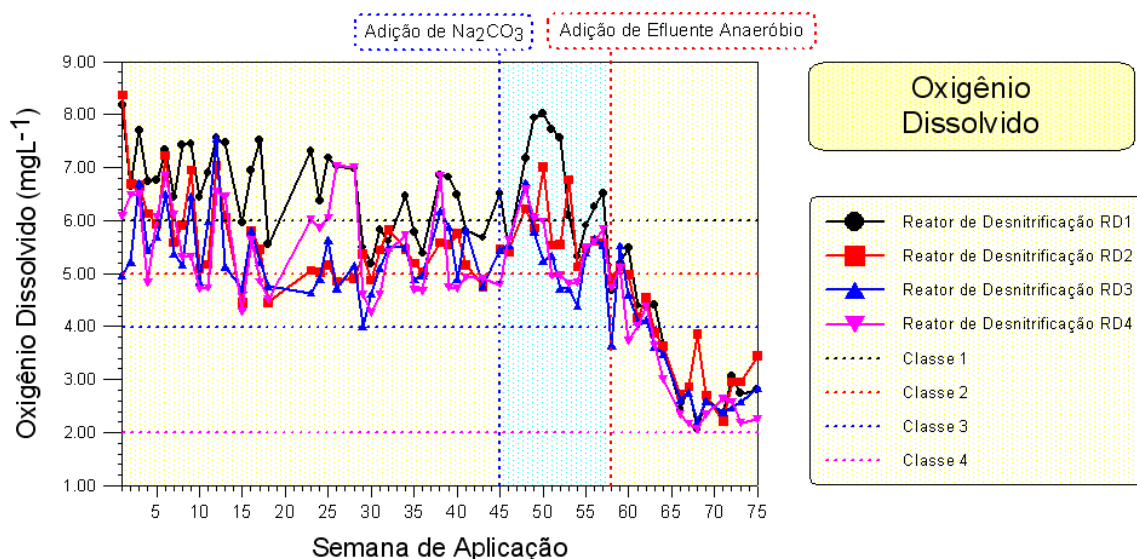


Figura 5.17: Concentração de oxigênio dissolvido nos efluentes dos reatores de desnitrificação e comparação com as classes de corpos de água (CONAMA 357, 2005)

Apesar de satisfazer a legislação para o enquadramento em um corpo de classe 3 (CONAMA 357, 2005), estes reatores de desnitrificação não cumpriam sua principal função dentro do sistema de tratamento proposto, que era a de propiciar um meio adequado para a transformação do nitrato em nitrogênio gasoso, tanto no que diz respeito ao pH (Item 5.3.2) como quanto a concentração de OD. No que tange a este último parâmetro, segundo Dinçer e Kargi (2000) e Pochana e Keller (1999) a efetividade da desnitrificação decresce quando sua concentração é superior a $0,2 \text{ mgL}^{-1}$, enquanto que para Surampalli *et al.* (1997), somente quando excedia $1,0 \text{ mgL}^{-1}$ havia a inibição deste processo bioquímico.

A correção dos valores de pH iniciou-se a partir da 40^a semana com a adição de carbonato de sódio, mas não acarretou em mudanças significativas nos resultados de oxigênio dissolvido encontrados para o efluente de um mesmo reator (Kruskal-Wallis 5%). No entanto, após o acréscimo da fonte externa de carbono, na 58^a semana, observou-se uma gradativa queda da concentração de OD nos quatro reatores de desnitrificação, levando os efluentes a atingirem somente o padrão estabelecido para corpos hídricos de classe 4, com uma média para o conjunto dos efluentes de $2,62 \pm 0,39 \text{ mgL}^{-1}$. Esta acentuada diminuição nas concentrações de OD podem ser melhor

visualizadas pela análise dos diagramas apresentados na Figura 5.16, nos quais percebe-se a diferenciação entre os valores encontrados para os efluentes dos filtros de areia e seus respectivos reatores de desnitrificação.

A avaliação deste parâmetro diretamente no interior dos reatores de desnitrificação propiciou valores bastante inferiores, com uma média de $0,53 \pm 0,10 \text{ mgL}^{-1}$, estando abaixo do limite estipulado por Surampalli *et al.* (1997) como ideal para a incidência da desnitrificação. Para estes autores o oxigênio dissolvido não pode ultrapassar $1,0 \text{ mgL}^{-1}$, a partir da qual seria comprometida a redução biológica do nitrato. Esta média de dados obtida no líquido estacionado no reator também está abaixo dos valores mínimos encontrados para os efluentes dos reatores, conforme pode ser constatado pela análise da Figura 5.16.

Tal discrepância nos resultados não pode ser explicada pela formação de canais preferenciais no interior dos reatores de desnitrificação, visto que, conforme será discutido no Item 5.3.11, deu-se uma redução significativa na concentração de nitrogênio total nesta etapa do tratamento. Caso tivesse ocorrido uma rápida passagem pelo reator de uma parcela do líquido provindo dos filtros de areia, permitindo que o oxigênio dissolvido afluente conjuntamente com o N-nitrato dissolvido chegasse ao efluente do reator de desnitrificação, certamente não seria obtido tal dado de remoção biológica do nitrogênio. Cabe ressaltar que a desnitrificação encontrada nos respectivos reatores dependeram da existência de um grande tempo de contato entre o líquido retido e o material biológico presente em seu interior.

5.3.6 - Turbidez

Ao analisar-se os dados de turbidez obtidos para o esgoto bruto, percebe-se por meio da Figura 5.18 uma grande oscilação dos resultados, apontando para uma média de $79,8 \pm 19,4 \text{ UT}$. Por sua vez, no efluente dos filtros anaeróbios obteve-se $57,9 \pm 24,8 \text{ UT}$, possibilitando uma remoção de $25,9 \pm 35,3\%$. Porém, caso sejam avaliadas somente as dez últimas semanas de análises, a redução sobe para $53,4 \pm 7,5\%$.

Atribui-se este desempenho a etapa inicial, na qual os reatores encontravam-se no período de partida, havendo pouca degradação da matéria orgânica (Figuras 5.20 e 5.21). Combinado a isso, nesta mesma fase, pode ter ocorrido o desprendimento de materiais da estrutura do bambu presente no recheio, contaminando o efluente.

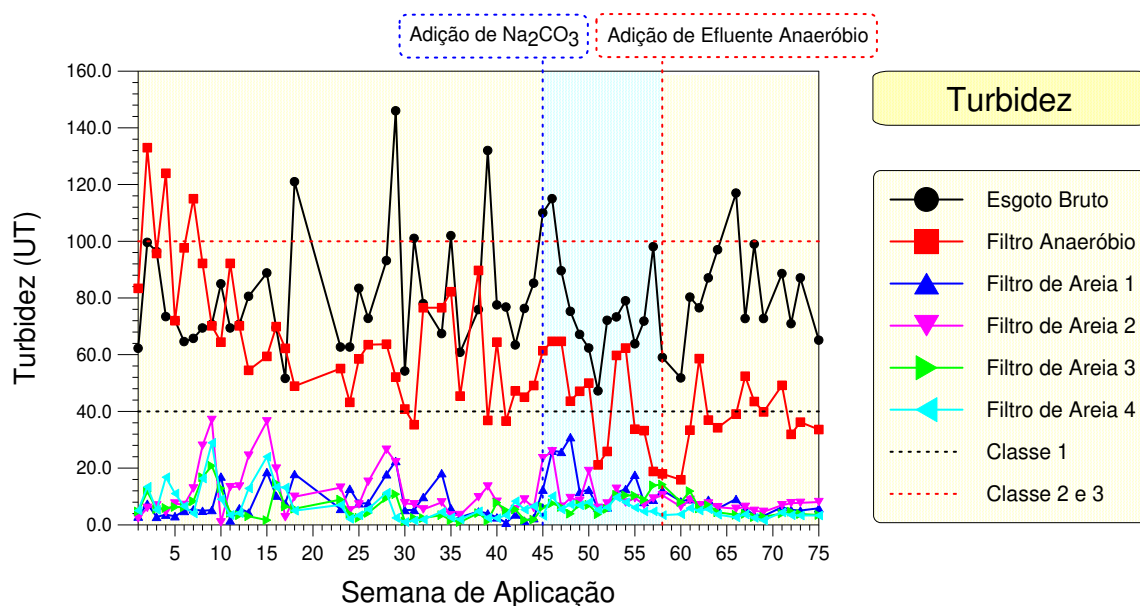


Figura 5.18: Turbidez do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia e comparação com as classes de corpos de água (CONAMA 357, 2005)

Quanto aos efluentes dos filtros de areia, não houve diferença significativa entre os dados encontrados (Kruskal-Wallis 5%), sendo que todos possuíam valores abaixo do limite máximo exigido para corpos de água de classe 1 (CONAMA 357, 2005), que é de 40 UT. Deste modo, garante-se condições, quanto a este parâmetro, para seu emprego na recreação de contato primário e na irrigação de hortaliças, plantas frutíferas e de parques, além da aquicultura e a pesca.

A princípio esperava-se que os leitos com maior frequência de aplicação de efluente anaeróbio propiciassem o pior desempenho para a turbidez, porém os resultados apresentados na Tabela 5.3 não confirmaram tal expectativa. Uma hipótese para este desempenho seria que o intervalo entre as aplicações garantia a saída de uma parcela significativa do líquido disposto, permitindo que na disposição seguinte voltasse a haver um adequado contato entre a cultura biológica e o afluente que se

infiltrava no leito. Associado a isso, a maior carga de matéria orgânica aplicada pode ter levado a um acúmulo superior de partículas e de material orgânico nos poros, garantindo uma melhor filtração nestes casos.

Tabela 5.3: Valores médios de turbidez e de remoção nos filtros de areia em relação ao efluente dos filtros anaeróbios e nos reatores de desnitrificação em relação ao respectivo filtro de areia*

Reator	Turbidez Média (UT)*	Remoção (%)	Reator	Turbidez Média (UT)*	Remoção (%)
Antes da Adição de Carbonato de Sódio					
FA1	8,1 <i>a</i> *	86,8 <i>a</i> *	RD1	0,6 <i>a</i> *	89,3 <i>a</i> *
FA2	12,2 <i>a</i> *	80,7 <i>a</i> *	RD2	1,0 <i>ab</i> *	83,1 <i>a</i> *
FA3	6,3 <i>a</i> *	91,0 <i>b</i> *	RD3	1,9 <i>bc</i> *	63,7 <i>b</i> *
FA4	7,8 <i>a</i> *	88,8 <i>b</i> *	RD4	2,7 <i>c</i> *	58,6 <i>b</i> *
Após a Adição de Carbonato de Sódio					
FA1	11,1 <i>a</i> *	74,6 <i>a</i> *	RD1	0,8 <i>a</i> *	86,0 <i>a</i> *
FA2	10,2 <i>a</i> *	76,5 <i>a</i> *	RD2	1,9 <i>a</i> *	78,4 <i>a</i> *
FA3	6,8 <i>a</i> *	82,2 <i>a</i> *	RD3	4,0 <i>b</i> *	47,1 <i>b</i> *
FA4	6,1 <i>a</i> *	85,1 <i>a</i> *	RD4	4,1 <i>b</i> *	34,8 <i>b</i> *
Após a Adição da Fonte Externa de Carbono					
FA1	6,7 <i>a</i> *	77,9 <i>a</i> *	RD1	1,3 <i>a</i> *	78,4 <i>a</i> *
FA2	7,0 <i>a</i> *	78,0 <i>a</i> *	RD2	2,3 <i>a</i> *	65,6 <i>b</i> *
FA3	5,7 <i>a</i> *	80,0 <i>a</i> *	RD3	3,9 <i>a</i> *	34,3 <i>c</i> *
FA4	3,7 <i>a</i> *	88,9 <i>a</i> *	RD4	2,3 <i>a</i> *	37,2 <i>c</i> *

* Médias seguidas pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal-Wallis 5%).

Nos efluentes dos reatores de desnitrificação, tal como se visualiza pela Tabela 5.3, além de ter sucedido um incremento da remoção dos valores de turbidez, também deu-se uma maior diferenciação nos resultados. O RD1 e o RD2, anteriormente a adição da fonte externa de carbono, possuíam médias que não se diferenciavam significativamente (Kruskal-Wallis 5%), no entanto eram inferiores às encontradas no RD3 e RD4. Estes dados podem ser fruto do maior tempo de residência dos efluentes no interior dos reatores cujos conjuntos recebiam a menor frequência de

aplicação, possibilitando um efetivo contato com o biofilme e também uma provável deposição do material particulado.

Ao analisar-se a Figura 5.19, constata-se que o RD1 e o RD2 geravam efluentes que atenderiam até mesmo a Portaria 518 (2004) do Ministério da Saúde, que especifica os limites para os parâmetros da água de consumo humano. No caso específico, o limite máximo para qualquer amostra pontual deve ser de 5,0 UT.

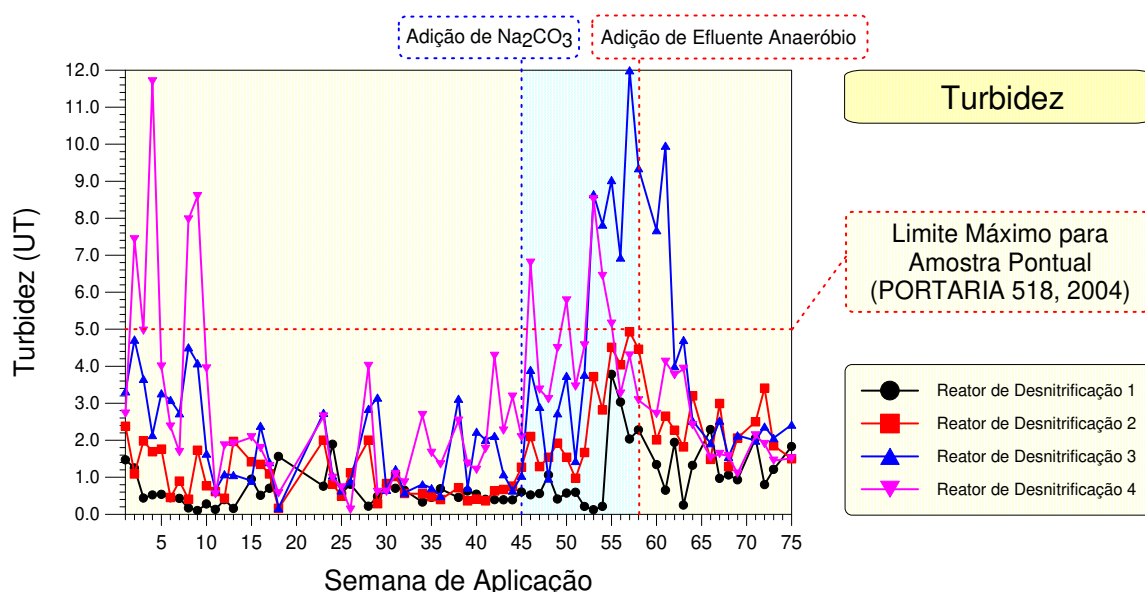


Figura 5.19: Turbidez do esgoto bruto e do efluente do filtro anaeróbico e filtros de areia e comparação com a Portaria 518 (2004) do Ministério da Saúde

Após a adição do composto alcalino na 40^a semana, os efluentes dos filtros de areia e dos reatores de desnitrificação passaram a ter coloração ligeiramente amarelada associada a um aumento nos valores de turbidez (Figuras 5.18 e 5.19), carbono orgânico dissolvido (Figuras 5.21, 5.22 e 5.23) e fósforo (Figuras 5.27 e 5.28). Uma hipótese para esta particularidade seria que a correção do pH do meio, pode ter facilitado a dissolução da matéria orgânica e o desprendimento de uma parcela do biofilme. O material orgânico acabou interferindo nos dados obtidos para estes parâmetros, além de levar a uma alteração na coloração do efluente.

Devido a presença desta coloração, não houve uma efetiva caracterização da interferência nos valores de turbidez pela adição do efluente anaeróbio como fonte externa de carbono.

5.3.7 - Sólidos Suspensos

De acordo com von Sperling (1996) a concentração típica de sólidos suspensos totais no esgoto doméstico varia entre 200 mgL^{-1} e 450 mgL^{-1} . Deste modo verifica-se ao analisar os dados da Tabela 5.4 que a água residuária empregada nesta pesquisa possuía valores inferiores a esta faixa. Uma explicação para tal comportamento seria a necessidade de bombeamento do esgoto, que provavelmente comprometia o transporte do material particulado. Outra hipótese seria a de que esta água residuária realmente possuía tal característica, independentemente do seu recalque.

Tabela 5.4: Comparação das concentrações de sólidos suspensos totais, voláteis e fixos para todo o período analítico*

Reator	Sólidos Suspensos Totais (mgL ⁻¹)	Remoção em Relação a Etapa Anterior (%)	Remoção Global (%)**	Sólidos Suspensos Voláteis (%)	Sólidos Suspensos Fixos (%)
EB	115	-	-	81	18
FB	66	39	39	70	29
Filtros de Areia					
FA1	13 a*	74	88 a*	47	52
FA2	22 b*	64	82 b*	46	55
FA3	10 a*	83	90 c*	70	29
FA4	12 a*	81	95 c*	62	37
Reatores de Desnitrificação					
RD1	2 a*	77	97 a*	45	54
RD2	2 a*	83	97 a*	55	44
RD3	4 b*	49	95 b*	64	35
RD4	4 b*	51	95 b*	65	34

* Médias seguidas pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal-Wallis 5%).

** Remoção em relação ao esgoto bruto.

Após a passagem pelos filtros anaeróbios, deu-se a remoção média de $39 \pm 31\%$ na concentração de sólidos suspensos totais, chegando a $66 \pm 29 \text{ mgL}^{-1}$. Este resultado foi menor que o encontrado por Daltro e Povinelli (1989), os quais obtiveram uma diminuição da concentração próxima a 78% utilizando brita como material suporte. Por sua vez, Costa Couto (1993) ao empregar como recheio anéis de plástico obteve uma remoção na faixa de 70% a 80%. Este desempenho aquém do verificado na literatura pode ser explicado pela particularidade do esgoto bruto, o qual possuía uma concentração de sólidos suspensos totais inferior ao do adotado pelos pesquisadores citados.

Comparando-se os valores observados para os sólidos totais voláteis e fixos com aqueles obtidos para o esgoto bruto, constata-se um aumento dos compostos fixos, que saltaram de 18% para 29%. Este acréscimo pode ser fruto da degradação da

matéria orgânica, que transformou uma parcela do material orgânico em inorgânico (Tabelas 5.5, 5.6 e 5.7). Em nenhuma ocasião caracterizou-se um aumento da concentração de sólidos suspensos totais no efluente dos filtros anaeróbios, que indicassem um arraste de material particulado. Assim, durante as 75 semanas de análises o sistema foi operado sem a necessidade de descartar-se alguma parcela do lodo presente no reator (Item 5.2).

Quanto aos efluentes dos filtros de areia e dos reatores de desnitrificação, pode-se primeiramente visualizar por meio da Tabela 5.4 que todos cumpriram a legislação mineira quanto a concentração de sólidos totais em suspensão. Salienta-se que Minas Gerais é o único estado brasileiro que estabelece uma deliberação (COPAM Nº 10, 1986) quanto ao lançamento de sólidos suspensos em corpos hídricos, determinando a concentração média mensal de 60 mgL^{-1} e a máxima diária de 100 mgL^{-1} .

Outro ponto importante diz respeito ao aumento no percentual dos sólidos fixos, sendo que superaram 50% nos filtros de areia FA1 e FA2, demonstrando a mineralização dos compostos orgânicos. O FA3 e FA4 mantiveram percentuais próximos aos encontrados no efluente dos reatores anaeróbios, no entanto com concentrações de sólidos suspensos totais muito inferiores.

Nota-se que o FA2 apresentou para todo o período analítico uma média de concentração significativamente superior às encontradas para o restante dos filtros de areia (Kruskal-Wallis 5%). Esta diferenciação pode ser atribuída a presença no efluente deste reator de um material fibroso em algumas semanas de análises, possivelmente originário de folhagem depositada conjuntamente com o material constituinte do leito.

Por sua vez, os reatores de desnitrificação ampliaram a remoção de sólidos suspensos totais, levando a uma concentração média máxima de somente 4 mgL^{-1} , obtida no RD4. O RD1 e RD2 tiveram resultados significativamente (Kruskal-Wallis 5%) inferiores àqueles encontrados para o RD3 e RD4, demonstrando que o tempo de detenção hidráulica existente acabava interferindo no processo de tratamento devido a remoção da matéria orgânica (Tabelas 5.5, 5.6 e 5.7) e ao maior período para a

decantação. Destaca-se que após a adição da fonte externa de carbono não houve um significativo aumento nos dados deste parâmetro (Kruskal-Wallis 5%).

Quanto a remoção global possibilitada por todo o sistema de tratamento, composto pela combinação dos filtros anaeróbios com os filtros de areia e reatores de desnitrificação, esta foi sempre superior a 95%, demonstrando a grande efetividade do conjunto em agir tanto no material suscetível a uma ação biológica como naquele somente removível pela ação da filtração física. Deste modo, tendo-se em vista a possibilidade de reúso, constata-se ao comparar os dados obtidos com os valores propostos por Capra e Scicolone (2004), expostos na Tabela 3.5, que o efluente teria risco baixo de obstrução dos gotejadores, pois a concentração final era inferior a 50 mgL⁻¹.

5.3.8 - Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)

O valor médio obtido para a DBO do esgoto bruto foi de 489 ± 158 mgL⁻¹, estando dentro da faixa considerada como típica para efluentes domésticos, a qual encontra-se compreendida entre 200 mgL⁻¹ e 500 mgL⁻¹ (VON SPERLING, 1996). Os filtros anaeróbios propiciaram uma remoção média para todo o período da pesquisa de 60 ± 22%, no entanto caso sejam consideradas somente as 10 últimas semanas de análises, em que os reatores estavam em equilíbrio dinâmico, a mesma sobe para 68 ± 9%.

Tendo como base o levantamento citado por Chernicharo (1997), no qual encontrou-se para uma série de filtros anaeróbios operados com tempos de detenção hidráulica variando entre 6 e 8 horas eficiências médias de 68 a 79%, verifica-se que o emprego do recheio de bambu garantia um desempenho compatível com a literatura.

A legislação do Estado de São Paulo (DECRETO Nº 8.468, 1976) estipula como valor limite para o lançamento de efluentes em corpos hídricos a DBO de 60 mgL⁻¹. Deste modo comprova-se que os filtros anaeróbios não possuíam a capacidade de

cumprir tal norma legal, demandando um pós-tratamento, tal como afirmado por Chernicharo (1997). Neste ponto, ao adotar-se os filtros de areia para cumprirem esta função, constata-se por meio da Tabela 5.5 uma remoção dos valores de DBO superior a 82%, possibilitando que em todas as situações estudadas os efluentes destes reatores cumprissem tal legislação.

Tabela 5.5: Valores médios de DBO, carga de DBO e de remoção nos filtros de areia em relação ao efluente dos filtros anaeróbios e nos reatores de desnitrificação em relação ao respectivo filtro de areia*

Reator	DBO Média (mgL ⁻¹)	Remoção em Relação a Etapa Anterior (%)	Remoção Global (%)**	Carga Média Efluente (g.dia ⁻¹)	Carga Média Depurada (g.dia ⁻¹)
Filtros de Areia					
FA1	24 a*	85	94 a*	0,97	7,38
FA2	23 a*	84	94 a*	1,86	14,84
FA3	25 a*	83	94 a*	2,96	22,14
FA4	31 a*	82	93 a*	4,87	28,53
Reatores de Desnitrificação					
RD1	13 a*	46	97 a*	0,54	0,43
RD2	12 a*	45	97 a*	0,98	0,88
RD3	14 a*	36	96 ab*	1,75	1,21
RD4	22 b*	26	95 b*	3,54	1,33

* Médias seguidas pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal-Wallis 5%).

** Remoção em relação ao esgoto bruto.

Outro ponto refere-se a inexistência de significativas diferenças (Kruskal-Wallis 5%) entre os valores médios das DBO, demonstrando que nas freqüências empregadas a eficiência dos leitos era similar para o tratamento. No entanto, os filtros que recebiam as maiores taxas de aplicação acabavam degradando uma maior carga de DBO diariamente (Tabela 5.5). Esta depuração da matéria orgânica, consumidora de oxigênio no processo metabólico, não acarretou em um comprometimento do efluente quanto a concentração de oxigênio dissolvido (Figura 5.15). Tal característica explicita a importância da intermitência da aplicação do afluente sobre a superfície dos filtros de

areia, pois esta ação garantia condições aeróbias para as bactérias responsáveis pelo tratamento da matéria orgânica disposta.

Quanto aos reatores de desnitrificação, em todas as situações também propiciavam efluentes abaixo do limite estipulado pelo decreto paulista nº 8.468 (1976), mesmo após a adição da fonte externa de carbono. Conforme pode ser visualizado por meio da Tabela 5.5, a maior média encontrada foi de somente $22 \pm 16 \text{ mgL}^{-1}$, obtida no RD4, no qual o efluente possuía um valor significativamente maior que o presente no restantes dos reatores (Kruskal-Wallis 5%). Possivelmente este resultado seja um indicativo de que o menor tempo de residência devido a maior frequência de aplicação principiava a interferir no tratamento.

Analisando-se a Tabela 5.5 percebe-se a grande remoção global propiciada pela associação do filtro anaeróbio com o filtro de areia e reator de desnitrificação. Em todos os casos estudados, a menor redução dos valores de matéria orgânica em termos de DBO foi de 95%, encontrada no conjunto que recebia a maior taxa de aplicação diária. No restante dos sistemas não houve diferença significativa (Kruskal-Wallis 5%), estando todas acima de 96%. Estes valores expõem a eficiência e a viabilidade da associação de sistemas anaeróbios e aeróbios no tratamento de esgotos.

Na avaliação destes resultados dois fatores reforçam ainda mais a robustez do tratamento proporcionado pelos reatores em estudo. Primeiramente, as aplicações realizadas no filtro de areia que recebia a maior taxa diária de afluente ($200 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$) deram-se entre as 9:00 horas e as 16:00 horas, ou seja, durante 7 horas em cada dia, sendo que as disposições estavam entremeadas por um período de descanso de 140 minutos. Deste modo, caso seja feito uma extrapolação para o desempenho ao longo de um dia de funcionamento (24 horas) espera-se que seja possível dispor ao menos dez aplicações diária de 50 Lm^{-2} , totalizando $500 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, mantendo a mesma remoção de DBO obtida para as 7 horas realmente pesquisadas.

Também não deve ser esquecido que conforme foi afirmado na discussão sobre os hidrogramas (Item 5.1.2), a coleta dos efluentes dava-se na pior situação para o tratamento, ou seja, no primeiro momento em que havia um abrupto aumento na

vazão de saída de efluente, caracterizado pelo menor contato entre o líquido e a cultura biológica.

5.3.9 - Demanda Química de Oxigênio (DQO)

A média encontrada para a DQO do esgoto bruto foi de $823 \pm 113 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, estando ligeiramente acima da faixa considerada como típica por von Sperling (1996), o qual estipula o mínimo de $400 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ e o máximo de $800 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ como característicos para águas residuárias de origem doméstica. O valor obtido para a razão $\text{DQO}_{\text{Bruta}}/\text{DBO}$ foi de 1,8; que por sua vez situa-se dentro dos extremos propostos por Jordão e Pessoa (2005) como adequados para esgoto doméstico. Neste caso os autores definem uma faixa limitada entre 1,7 e 2,5.

Quanto ao efluente dos filtros anaeróbios, atingiu-se a média de $318 \pm 202 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, indicando uma remoção para todo o período da pesquisa de $61 \pm 22\%$. No entanto, percebe-se pela Figura 5.20 que nas primeiras semanas seus dados foram muito próximos aos do esgoto bruto, indicando que a cultura biológica responsável pelo tratamento ainda não estava plenamente desenvolvida. No decorrer da operação do sistema iniciou-se um processo de queda dos valores até atingir um equilíbrio dinâmico correspondente ao final do período de partida (Item 5.3.10). Assim, caso sejam considerados somente os dados das 10 últimas semanas de análises tem-se uma remoção média de $82 \pm 3\%$.

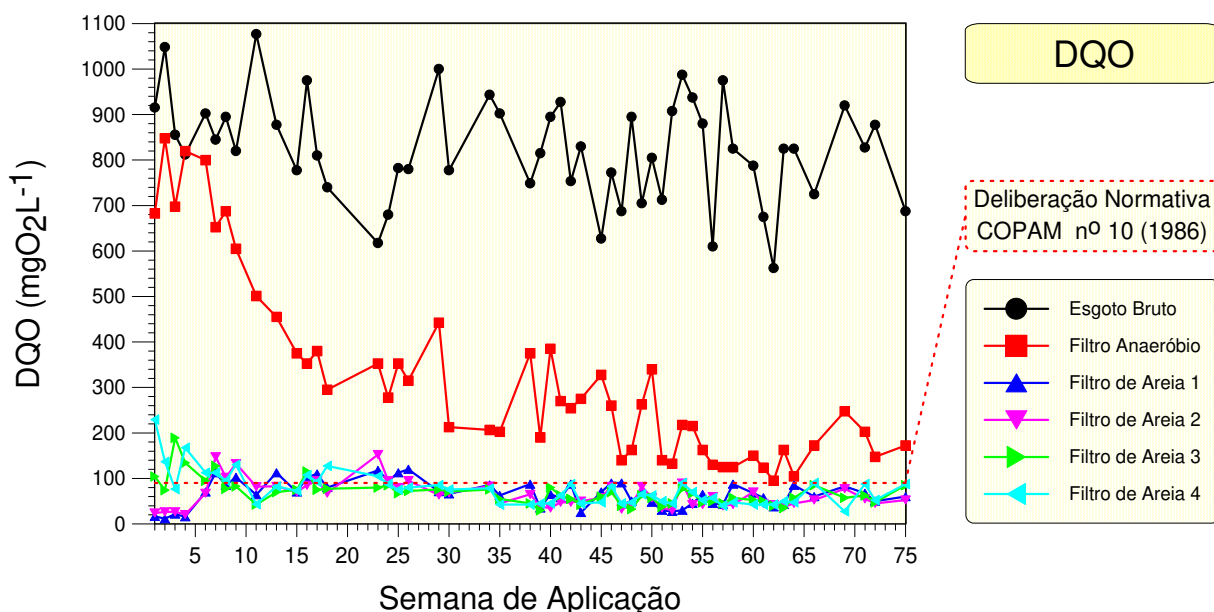


Figura 5.20: DQO do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia e comparação com a legislação do Estado de Minas Gerais para o lançamento em corpos hídricos (COPAM nº 10, 1986)

Quanto a DQO dos efluentes dos filtros de areia, por meio da Tabela 5.6 nota-se que se manteve o comportamento ocorrido para a DBO, não havendo diferença significativa entre as médias (Kruskal-Wallis 5%), confirmando que as freqüências de aplicações adotadas não tinham interferência sobre o tratamento. Pela análise da Figura 5.20, observa-se que a partir da 29^a semana os efluentes gerados pelos leitos de areia cumpriram a legislação do Estado de Minas Gerais quanto ao lançamento de águas residuárias em corpos hídricos (COPAM Nº 10, 1986), apontando para o amadurecimento dos filtros. Esta norma legal estabelece para a DQO o limite de 90 mgO₂L⁻¹, considerado um valor extremamente restritivo por von Sperling e Nascimento (1999).

Tabela 5.6: Valores médios de DQO_{Bruta} e $DQO_{Filtrada}$ e de remoção nos filtros de areia em relação ao efluente dos filtros anaeróbios e nos reatores de desnitrificação em relação ao respectivo filtro de areia*

Reator	DQO_{Bruta} Média (mgO_2L^{-1})	Remoção (%)	$DQO_{Filtrada}$ Média (mgO_2L^{-1})	Remoção (%)	$100 \times \frac{DQO_{Filtrada}}{DQO_{Bruta}}$	$\frac{DQO_{Bruta}}{DBO}$
Filtros de Areia						
FA1**	66 <i>a</i> *	72	54 <i>a</i> *	69	74 <i>a</i> *	3,9
FA2**	62 <i>a</i> *	75	53 <i>a</i> *	71	76 <i>a</i> *	3,2
FA3**	68 <i>a</i> *	73	58 <i>a</i> *	69	83 <i>a</i> *	4,1
FA4**	75 <i>a</i> *	72	64 <i>a</i> *	66	90 <i>a</i> *	3,3
Reatores de Desnitrificação (Antes da Adição da Fonte Externa de Carbono)						
RD1	30 <i>a</i> *	54	24 <i>a</i> *	54	70 <i>a</i> *	4,5
RD2	37 <i>ab</i> *	43	32 <i>ab</i> *	40	77 <i>a</i> *	5,0
RD3	46 <i>bc</i> *	33	38 <i>bc</i> *	37	80 <i>a</i> *	5,8
RD4	57 <i>c</i> *	25	45 <i>c</i> *	26	80 <i>a</i> *	4,5
Reatores de Desnitrificação (Após a Adição da Fonte Externa de Carbono)						
RD1	50 <i>a</i> *	21	30 <i>a</i> *	38	54 <i>a</i> *	3,5
RD2	37 <i>a</i> *	24	29 <i>a</i> *	25	79 <i>a</i> *	3,3
RD3	41 <i>a</i> *	24	32 <i>a</i> *	25	71 <i>a</i> *	3,0
RD4	44 <i>a</i> *	20	33 <i>a</i> *	30	84 <i>a</i> *	2,4

* Médias seguidas pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal-Wallis 5%).

** Médias para todo o período da pesquisa.

Os valores superiores a $90 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ obtidos anteriormente a 29ª semana, sugerem que ainda não havia sido estabelecido nos leitos de areia uma quantidade de microrganismos capaz de manter um tratamento homogêneo. Portanto, acabavam surgindo picos, que em algumas ocasiões ultrapassaram $150 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$.

Avaliando-se a Tabela 5.6 percebe-se que nos efluentes dos reatores de desnitrificação, anteriormente a adição da fonte externa de carbono, existiu uma significativa diferenciação entre as médias de DQO (Kruskal-Wallis 5%), reproduzindo o comportamento obtido para os valores de DBO (Tabela 5.5). O efluente do RD1, conjuntamente com o do RD2, apresentava uma média inferior a obtida nos outros dois

casos, além de ser o único a indicar uma eficiência de remoção superior a 50%. Estas informações sugerem que no caso dos reatores de desnitrificação o tempo de detenção hidráulica interferiu no processo de tratamento.

Após a adição da fonte externa de carbono para a redução biológica do nitrato, os efluentes dos reatores de desnitrificação passaram a não ter diferença significativa para as médias de DQO (Kruskal-Wallis 5%). Mas, ao contrário do esperado não houve um aumento expressivo nos valores encontrados (Kruskal-Wallis 5%), mantendo a água residuária dentro do padrão exigido pela legislação mineira (COPAM N° 10, 1986). Possivelmente esta particularidade seja fruto da ação depuradora das bactérias presentes no leito, sendo que algumas delas empregaram a matéria orgânica na desnitrificação.

Quanto a $DQO_{Filtrada}$, obteve-se uma média para o esgoto bruto de $627 \pm 176 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ e no efluente dos filtros anaeróbios de $247 \pm 179 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, propiciando uma remoção de $60 \pm 25\%$. Nos filtros de areia, conforme visualiza-se por meio da Tabela 5.6, a diminuição foi superior a 72%, demonstrando que a degradação atingia os compostos da parcela filtrada, não restringindo-se a uma ação sobre o material suscetível a retenção física. Como consequência, a razão entre a $DQO_{Filtrada}$ e a DQO_{Bruta} não foi alterada, apresentando médias para as águas residuárias de todos os pontos de coleta que não eram significativamente diferentes (Kruskal-Wallis 5%).

Ainda no tocante aos efluentes dos filtros de areia, a razão DQO_{Bruta}/DBO foi no mínimo de 3,2; alcançada no FA2. Este valor foi superior ao encontrado no esgoto bruto e no efluente dos filtros anaeróbios, demonstrando que o tratamento biológico atua predominantemente sobre a matéria orgânica mais facilmente biodegradável. Deste modo, permanece nos reatores somente a parcela de mais difícil degradação, que somente pode ser oxidada por via química. Nota-se que nos efluentes dos reatores de desnitrificação, esta razão passa a ser ainda maior.

5.3.10 - Carbono Orgânico Dissolvido (COD)

Para este parâmetro cabe expor que o aparelho empregado no procedimento (SHIMADZU, Modelo TOC 5000A) não permitia a análise de amostras com a presença de materiais suspensos. Portanto, não foi possível determinar a concentração de Carbono Orgânico Total (COT), mas somente a de Carbono Orgânico Dissolvido (COD).

No que tange aos resultados para o esgoto bruto, a média foi de $161,90 \pm 73,20 \text{ mgL}^{-1}$ enquanto que no efluente dos filtros anaeróbios chegou a $60,42 \pm 48,60 \text{ mgL}^{-1}$, garantindo uma remoção em todo o período experimental de $60,51 \pm 22,41\%$. Este valor foi muito próximo ao encontrado para a $\text{DQO}_{\text{Filtrada}}$, na qual atingiu-se a redução média de $60,14 \pm 25,74\%$. Do mesmo modo, caso sejam avaliadas somente as 10 últimas semanas, tem-se um aumento da média para $75,94 \pm 6,84\%$.

Por meio da Figura 5.21, nota-se que a partir da 29^a semana, equivalente a pouco mais de 6 meses, as concentrações obtidas para o carbono orgânico dissolvido tenderam a oscilar próximas a um mesmo valor, indicando que o sistema havia atingido seu equilíbrio dinâmico, que caracterizava a plena formação de uma massa bacteriana e o fim do período de partida. Este tempo despendido foi ligeiramente superior ao estipulado por van Haandel e Lettinga (1994), os quais afirmam que a duração da etapa inicial em um reator biológico sem o emprego de inóculo deve oscilar entre três e cinco meses. Salienta-se que segundo os autores, este período é o prazo necessário para a obtenção de um efluente com características essencialmente constantes no decorrer do tempo.

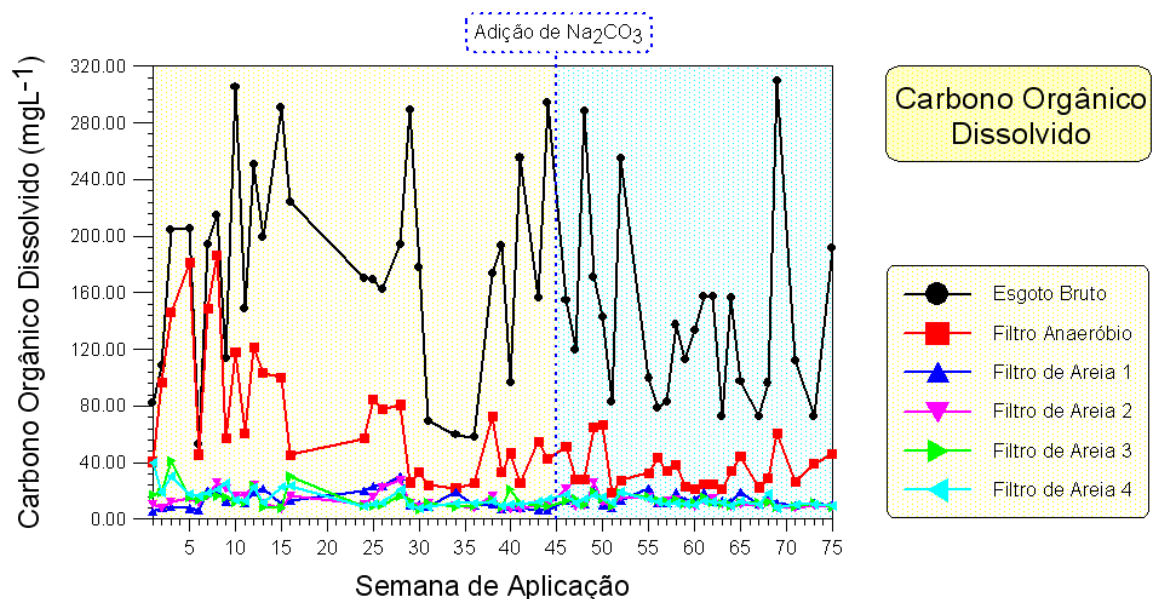


Figura 5.21: Concentração de carbono orgânico dissolvido do esgoto bruto e do efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia

O amadurecimento dos filtros anaeróbios também pode ser constatado pela análise da Figura 5.22, que apresenta uma seqüência de diagramas para as diversas etapas da pesquisa. Nota-se que no conjunto de dados entre a 58^a e a 75^a semanas, a diferença entre os extremos de máximo e mínimo para as concentrações de carbono orgânico dissolvido foram inferiores as encontradas para o período compreendido entre a 40^a e a 59^a semanas, que por sua vez, esteve abaixo dos obtidos da 1^a a 39^a semanas. Ou seja, os resultados passaram a oscilar dentro de uma faixa mais estreita de valores, demonstrando o maior equilíbrio dos filtros anaeróbios. Esta regularidade pode trazer como benefício uma maior eficiência na seqüência do tratamento gerado pelos filtros de areia, visto que os leitos deixariam de sofrer em alguns momentos, a aplicação de um efluente com altas concentrações de matéria orgânica.

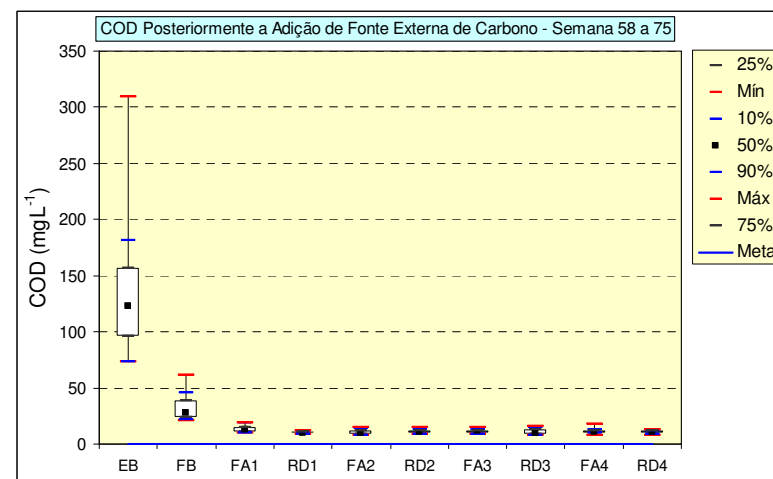
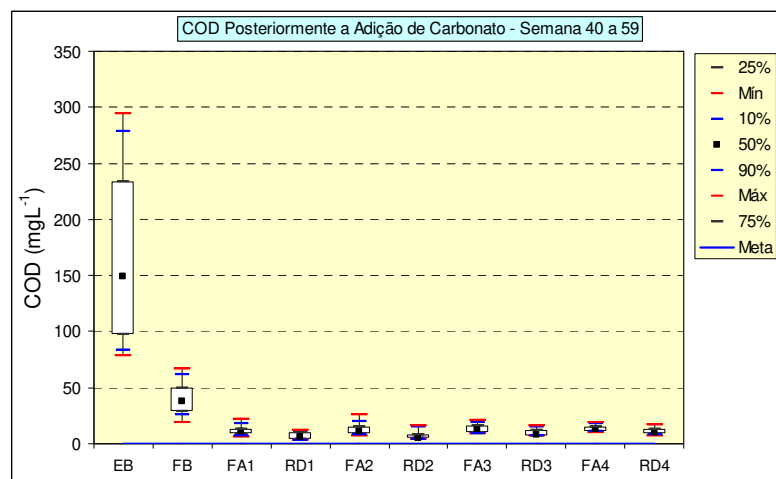
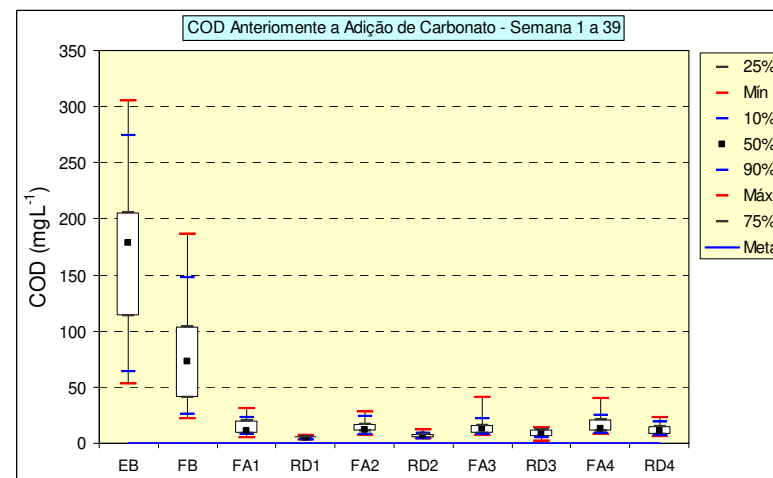
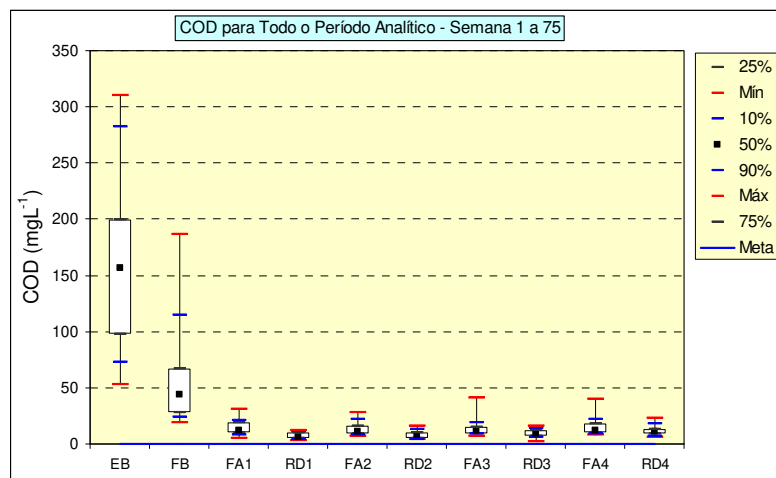


Figura 5.22: Diagramas para a concentração de carbono orgânico dissolvido nas diversas etapas da pesquisa

Observando-se a Tabela 5.7, nota-se que para os efluentes dos filtros de areia, tal como ocorreu para a análise de DBO e DQO, não houve diferença significativa (Kruskal-Wallis 5%) entre as médias obtidas em todo o período de estudo, comprovando-se que as freqüências de aplicações da carga de 50 Lm⁻² adotadas não interferiram no tratamento da matéria orgânica. Esta avaliação pode ser reforçada com a análise da Figura 5.22, pela qual nota-se um acentuamento deste comportamento durante o desenvolvimento da pesquisa, possivelmente fruto da constituição de uma cultura biológica nos leitos de areia cada vez mais adaptada ao tratamento.

Tabela 5.7: Valores médios de COD e de remoção nos filtros de areia em relação ao efluente dos filtros anaeróbios e nos reatores de desnitrificação em relação ao respectivo filtro de areia*

Reator	COD Médio (mgL ⁻¹)	Remoção em Relação a Etapa Anterior (%)	$\frac{DQO_{Filtrada}}{COD}$
Filtros de Areia			
FA1**	13,34 a*	61,65	3,71
FA2**	13,04 a*	66,16	3,82
FA3**	13,49 a*	64,88	4,18
FA4**	14,46 a*	64,62	4,66
Reatores de Desnitrificação (Antes da Adição da Fonte Externa de Carbono)			
RD1	5,58 a*	51,20	5,27
RD2	7,00 a*	45,06	5,21
RD3	9,11 b*	32,46	4,74
RD4	11,85 c*	22,24	4,61
Reatores de Desnitrificação (Após a Adição da Fonte Externa de Carbono)			
RD1	10,13 a*	22,45	2,65
RD2	11,08 a*	-6,25	2,46
RD3	11,04 a*	1,95	2,61
RD4	10,47 a*	5,37	3,03

* Médias seguidas pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal-Wallis 5%).

** Médias para todo o período da pesquisa.

Especificamente no FA4 deu-se a disposição de 200 Lm⁻²dia⁻¹, propiciando para os parâmetros que avaliam a matéria orgânica resultados que atendiam as

legislações dos Estados de São Paulo e Minas Gerais, respectivamente Decreto 8648 (1976) e COPAM nº 10 (1986), que mencionam limites máximos para a DBO e DQO. Além disso, deve-se recordar que o efluente anaeróbio somente foi aplicado entre as 9:00 horas e às 16 horas, totalizando um período de operação de somente 7 horas. Caso o tempo de funcionamento do sistema seja estendido para todo o dia (24 horas), mantendo-se o mesmo intervalo entre as aplicações, equivalente a 140 minutos, seria possível dispor pelo menos dez aplicações de 50 Lm^{-2} , perfazendo uma taxa de $500 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$.

A partir desta informação, conclui-se que quanto a este quesito a NBR 13969 (1997) que orienta a construção de filtros de areia é extremamente conservadora para a taxa limite de aplicação de efluente anaeróbio. Tal norma estipula o máximo de $100 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}$ para efluentes oriundos de tanques sépticos e em $200 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}$ quando proveniente de um tratamento aeróbio. Deste modo, baseando-se no fato de que na presente pesquisa empregou-se o uma taxa muito superior a sugerida tendo a geração de dados extremamente satisfatórios, leva-se a suposição da possibilidade de disposições de valores ainda maiores. Sempre deve ser lembrado que a coleta das amostras deu-se na pior situação para o tratamento, ou seja, no primeiro momento em que havia um abrupto aumento na vazão de saída de efluente, caracterizado pelo menor contato entre o líquido e a cultura biológica.

Outro ponto avaliado por meio da Figura 5.21, refere-se a inexistência de influência expressiva (Kruskal-Wallis 5%) da adição do composto alcalino sobre os valores de COD obtidos nos efluentes dos filtros de areia, iniciada na 45ª semana. Desta forma, pode-se concluir que a alteração do pH do líquido no interior do filtro de areia (Figura 5.8) deu-se em uma profundidade que não comprometia a cultura biológica responsável pelo tratamento da matéria orgânica, somente atingindo as bactérias atuantes na nitrificação (Item 5.3.11). Ou seja, provavelmente a remoção dos compostos carbonáceos dava-se nas proximidades da superfície do leito, corroborando os dados obtidos por Pell e Nyberg (1989a), que averiguaram que a decomposição da matéria orgânica sucedia principalmente até 1,5 cm, resultante da concentração de oxigênio que favorece uma alta taxa de crescimento e atividade das bactérias.

Quanto aos reatores de desnitrificação, constata-se pela Figura 5.23 e Tabela 5.7 que anteriormente a adição da fonte externa de carbono na 58ª semana, era possível fazer uma diferenciação entre as médias de concentrações de COD nos efluentes. Nota-se que os reatores RD1 e RD2 garantiam as menores médias, enquanto que o RD3 as concentrações intermediárias e o RD4 os valores significativamente maiores (Kruskal-Wallis 5%). Deste modo, como ocorreu para os dados de DBO e DQO, comprova-se que o tratamento gerado nesta etapa foi influenciado pelo tempo de detenção do líquido.

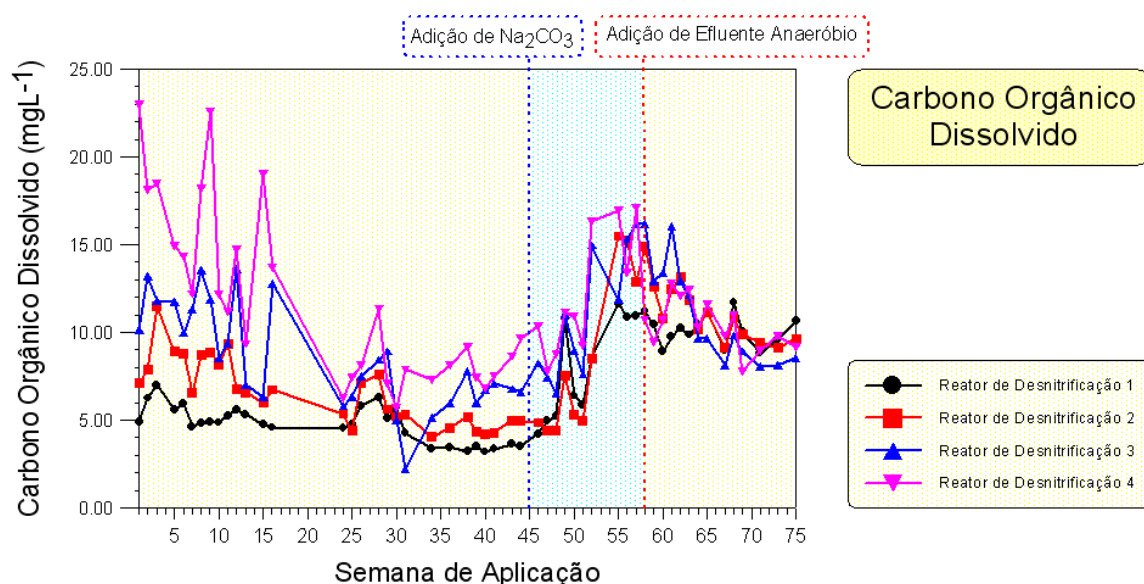


Figura 5.23: Concentração de carbono orgânico dissolvido nos efluentes dos reatores de desnitrificação

Ainda nesta fase, mesmo existindo na massa líquida dos reatores de desnitrificação valores de pH inferiores a 5,0 ainda tinha-se um processo de remoção de matéria orgânica, que chegava a atingir uma eficiência de $51,20 \pm 23,34\%$ no RD1 (Tabela 5.7). Após a correção deste problema na 40ª semana, não houve mudança significativa na performance média (Kruskal-Wallis 5%), exceto para o RD1. Porém, percebe-se claramente pela análise da Figura 5.23 uma tendência ao aumento do COD em todos os reatores posteriormente ao acerto do pH. Uma possível explicação para este comportamento seria que a entrada de um afluente em condições diferenciadas quanto a acidez pode ter levado ao desprendimento de uma parcela do biofilme.

Com o acréscimo da fonte externa de carbono para a redução do nitrato, nota-se um aumento da concentração de COD, levando a uma uniformização do tratamento (Kruskal-Wallis 5%), confirmada com a análise da Tabela 5.7. Neste caso, a única exceção ocorreu para o RD4, o qual apresentou uma diminuição nos valores médios, possivelmente fruto das altas concentrações encontradas na fase inicial, causadas por uma cultura biológica que não era ainda suficientemente capacitada a realizar um adequado tratamento.

Ao comparar os dados de remoção de carbono orgânico dissolvido com os de DQO_{Filtrada} (Tabela 5.6), constata-se que o primeiro parâmetro gerava percentuais inferiores ao segundo. Uma possível explicação para esta propriedade pode estar ligada à metodologia analítica, pois no caso da DQO tem-se a oxidação química de alguns compostos orgânicos por um agente oxidante forte, como o dicromato de potássio em meio ácido. No procedimento para a determinação do COD existe a oxidação da matéria orgânica e a posterior análise do dióxido de carbono gerado. Neste caso, não importa em qual estado de oxidação o carbono orgânico possa estar, pois haverá sua transformação na forma gasosa de dióxido de carbono. Por sua vez, na análise de DQO, o estado de oxidação do carbono orgânico é de fundamental importância, pois levará a um consumo diferenciado do composto químico que será reduzido e servirá como indicador do resultado analítico.

5.3.11 - Série de Nitrogênio

Quanto aos compostos nitrogenados presentes no esgoto bruto, havia basicamente nitrogênio amoniacal e orgânico, cuja soma é denominada de nitrogênio total Kjeldahl (NTK). Na média a concentração de N-NTK foi de $48,1 \pm 9,6 \text{ mgL}^{-1}$, enquanto que a totalização dos compostos mais oxidados, que são o nitrito e o nitrato, não superaram $0,5 \text{ mgL}^{-1}$. Estes dados estão dentro da faixa apontada por von Sperling (1996) como típica para águas residuárias de origem doméstica, que possui como limites as concentrações de 35 mgL^{-1} e 70 mgL^{-1} para o nitrogênio total e próximas a

zero para o nitrito e nitrato. No efluente dos filtros anaeróbios, atingiu-se $47,2 \pm 10,3 \text{ mgL}^{-1}$ para o N-NTK, tendo valores de nitrato e nitrito muito próximos aos do esgoto bruto.

Após a passagem pelos filtros de areia deu-se um profundo processo de transformação bioquímica, levando a um salto na concentração de nitrato e a redução dos valores de N-NTK. No filtro de areia FA1, como visualiza-se por meio da Figura 5.24, nas primeiras semanas os dados de N-NO_3^- foram praticamente idênticos aos de N-total, indicando a completa oxidação dos compostos nitrogenados, corroborando os dados obtidos por Tonetti (2004). Este excelente desempenho, conforme a discussão dos hidrogramas (Item 5.1.2), foi obtido mesmo tendo sido feita a coleta no momento em que se dava o princípio do aumento da vazão, que seria a pior situação de interação entre o líquido e a cultura biológica nitrificante.

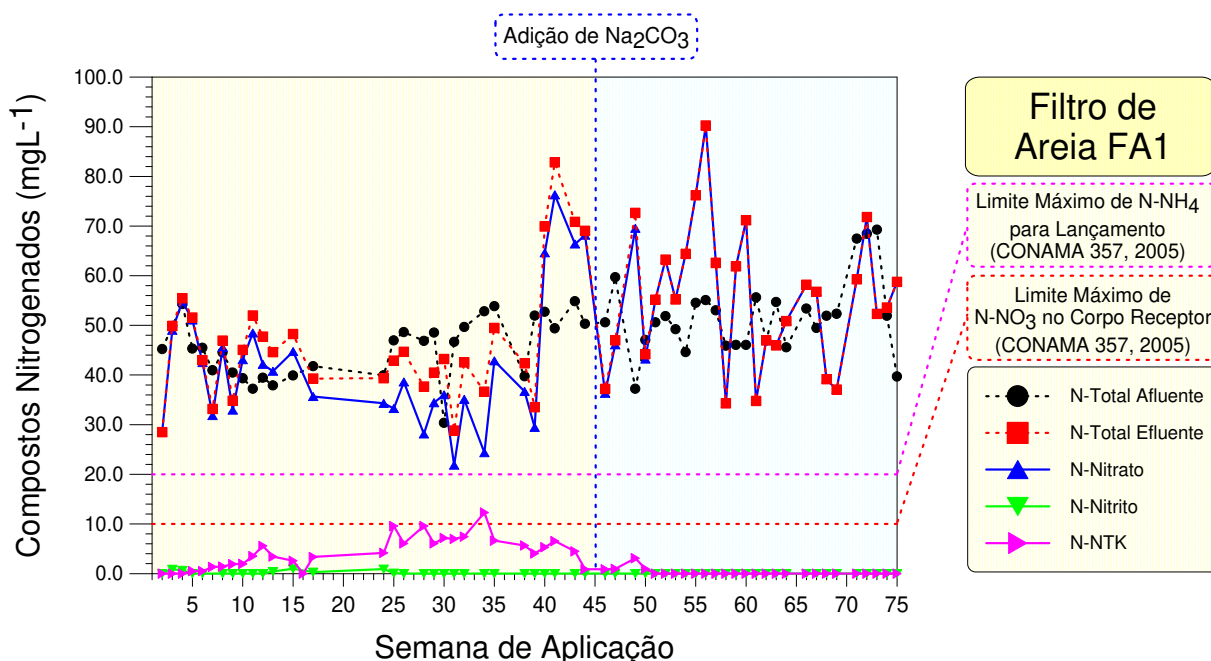


Figura 5.24: Concentração dos compostos nitrogenados no efluente do filtro de areia FA1

Conforme pode ser percebido pela análise da Tabela 5.8, na média a nitrificação atingiu $89,2 \pm 8,8\%$ no FA1 e $70,1 \pm 9,1\%$ no FA4. Esta alta eficiência, segundo Kang (2004), ocorreu devido a grande área média dos grãos de areia, que

garante uma maior superfície de adesão para os microrganismos nitrificantes. Outro aspecto a ser discutido diz respeito ao fácil acesso ao oxigênio dissolvido (Figura 5.15) causado pela operação intermitente, que de acordo com Pell e Nyberg (1989b c) avaliza uma completa transformação da amônia em nitrato.

Tabela 5.8: Concentrações médias de nitrogênio total, nitrogênio total Kjeldahl (NTK), N-nitrito e N-nitrato presentes no efluente dos filtros de areia*

Reator	N – Total Afluente (mgL ⁻¹)	N – NTK (mgL ⁻¹)	N – NO ₂ ⁻ (mgL ⁻¹)	N – NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	Nitrato (%)	N – Total Efluente (mgL ⁻¹)
Filtros de Areia (Antes da Adição de Na ₂ CO ₃)						
FA1	41,9***	4,0 <i>a</i>	0,2 <i>a</i>	37,4 <i>a</i>	89,2	41,6 <i>a</i>
FA2		5,9 <i>ab</i>	0,1 <i>a</i>	31,5 <i>ab</i>	82,6	37,5 <i>a</i>
FA3		6,7 <i>bc</i>	0,2 <i>a</i>	28,7 <i>b</i>	79,0	35,6 <i>a</i>
FA4		8,9 <i>c</i>	0,2 <i>a</i>	25,7 <i>b</i>	70,1	34,8 <i>a</i>
Filtros de Areia (Após a Adição de Na ₂ CO ₃)						
FA1	51,9***	0,8**	0,1	57,1	98,8	58,0 <i>a</i>
FA2		1,5**	0,1	50,7	97,8	52,3 <i>a</i>
FA3		2,2**	0,1	56,5	96,8	58,8 <i>a</i>
FA4		2,0**	0,1	45,2	96,6	47,3 <i>a</i>

* Médias seguidas pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal-Wallis 5%).

** Após a 10^a semana de aplicação de carbonato de sódio todos os filtros de areia apresentaram efluentes com uma concentração de N-NTK inferior ao limite de detecção do método analítico.

*** O N-total afluente não apresentava diferença significativa com o N-total efluente (Kruskal-Wallis 5%)

Uma hipótese para o alto desempenho da nitrificação desde o princípio do experimento seria a existência de bactérias nitrificantes na própria areia empregada no estudo, que acabaram multiplicando-se rapidamente logo nas primeiras semanas de aplicação do efluente anaeróbico. No decorrer da operação do sistema, nota-se um aumento nas concentrações de N-NTK e uma diminuição nos valores de N – NO₃⁻. Esta perda de eficiência pode ser causada pelo baixo pH do meio, que a partir da 11^a semana gerou um efluente com valores inferiores a 6,5 (Figura 5.8), determinado pela USEPA (1993) e por Metcalf e Eddy (2003) como o mínimo para uma adequada

oxidação bioquímica do nitrogênio. Outros pesquisadores que fazem referência aos limites para o pH são Surampalli *et al.* (1997), ao citarem que abaixo de 7,0 e acima de 9,0 a velocidade de nitrificação é 50% menor que a ótima. Este aumento da acidez incidiu devido ao completo consumo da alcalinidade, verificado pela análise da Figura 5.11.

Deste modo, ao considerar que as bactérias envolvidas na remoção da matéria orgânica não sofreram interferência com a diminuição do pH, enquanto que aquelas responsáveis pela nitrificação sentiram tal efeito, conclui-se que os primeiros microrganismos encontravam-se principalmente na proximidade da superfície do leito, enquanto que as nitrificantes possuíam uma presença não desprezível nas camadas inferiores.

Para o restante dos filtros de areia (FA2, FA3 e FA4), ao aumentar-se a frequência de aplicação, o efluente gerado tinha uma tendência a concentrações significativamente superiores (Kruskal-Wallis 5%) de N-NTK, conforme exposto na Tabela 5.8, indicando que este aspecto operacional influenciava o processo de nitrificação. Possivelmente tal comportamento era fruto da maior carga de compostos nitrogenados aplicada na superfície do leito, que causou uma menor interação da água residuária com os microrganismos do biofilme. Ressalta-se que em nenhuma situação os valores médios e os pontuais estiveram acima do limite estipulado pela CONAMA 357 (2005) para o lançamento em um corpo hídrico, cujo valor é de $20,0 \text{ mgL}^{-1}$ em termos de $\text{N} - \text{NH}_4^+$. Esta afirmação é corroborada com a análise da Figura 5.25, na qual estão expostos os diagramas obtidos com os dados das diversas etapas da pesquisa.

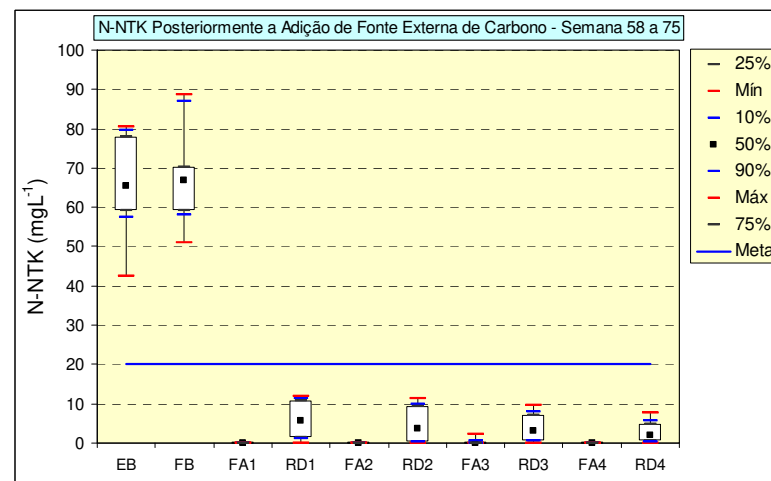
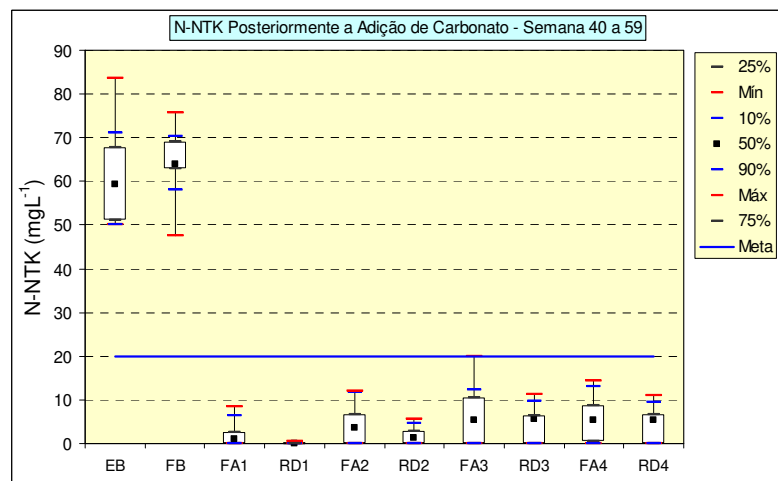
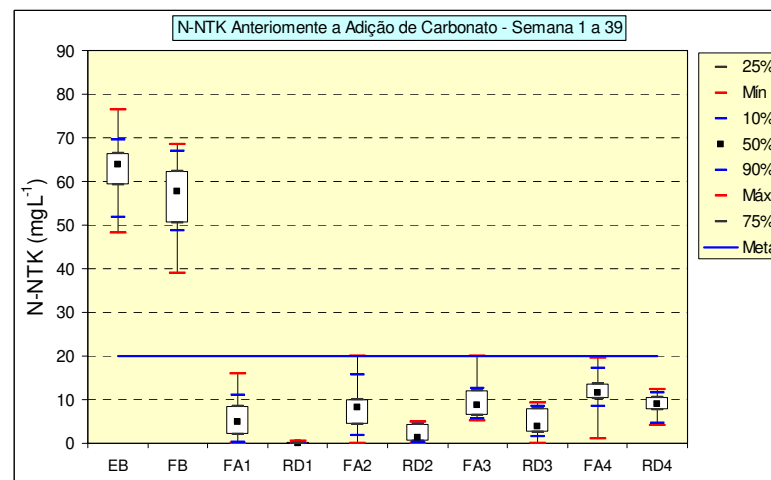
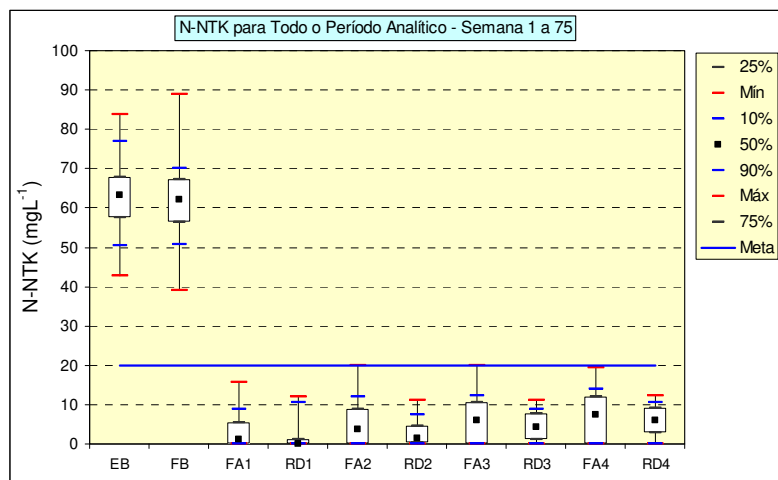


Figura 5.25: Diagramas para a concentração de N-NTK nas diversas etapas da pesquisa, tendo como meta a adequação do efluente ao padrão de lançamento (CONAMA 357, 2005)

Após a 40^a semana, quando se iniciou a disposição de carbonato de sódio na superfície dos filtros de areia conjuntamente com o efluente anaeróbio, buscando a correção do pH, nota-se pela Figura 5.24 uma acentuada queda nos valores de N-NTK. Da mesma forma que ocorreu no filtro de areia FA1, no restante dos leitos não foi constatada a presença de nitrogênio orgânico e amoniacal após a 10^a semana de adição de Na₂CO₃ (Tabela 5.8), confirmando a completa oxidação dos compostos nitrogenados. Pela análise da Figura 5.25, percebe-se que entre a 58^a e a 75^a semanas, mesmo os valores extremos estiveram próximo ao limite de detecção do método analítico.

Por um lado a nitrificação do efluente anaeróbio possibilitou o cumprimento da legislação brasileira (CONAMA 357, 2005) quanto à concentração de nitrogênio amoniacal no lançamento do efluente, mas por outro, poderia tê-lo comprometido no que tange ao nitrato, visto que esta norma legal estabelece que em corpos de água de classe 1, 2 e 3 o valor limite para este composto deve ser de 10,0 mgL⁻¹.

Conforme se visualiza por meio da Figura 5.26, os reatores de desnitrificação empregados para atenuarem as altas concentrações de nitrato não apresentaram nenhum processo expressivo para a sua remoção anteriormente a adição da fonte externa de carbono, dada a partir da 58^a semana. Até a 40^a semana, uma explicação para a inexistência deste processo bioquímico seria os baixos valores de pH (Figura 5.9), inadequados às bactérias desnitrificantes. Segundo Henze *et al.* (1997) e van Haandel e Marais (1999) estes microrganismos necessitam de um pH mínimo de 7,0 para propiciarem uma taxa máxima de desnitrificação.

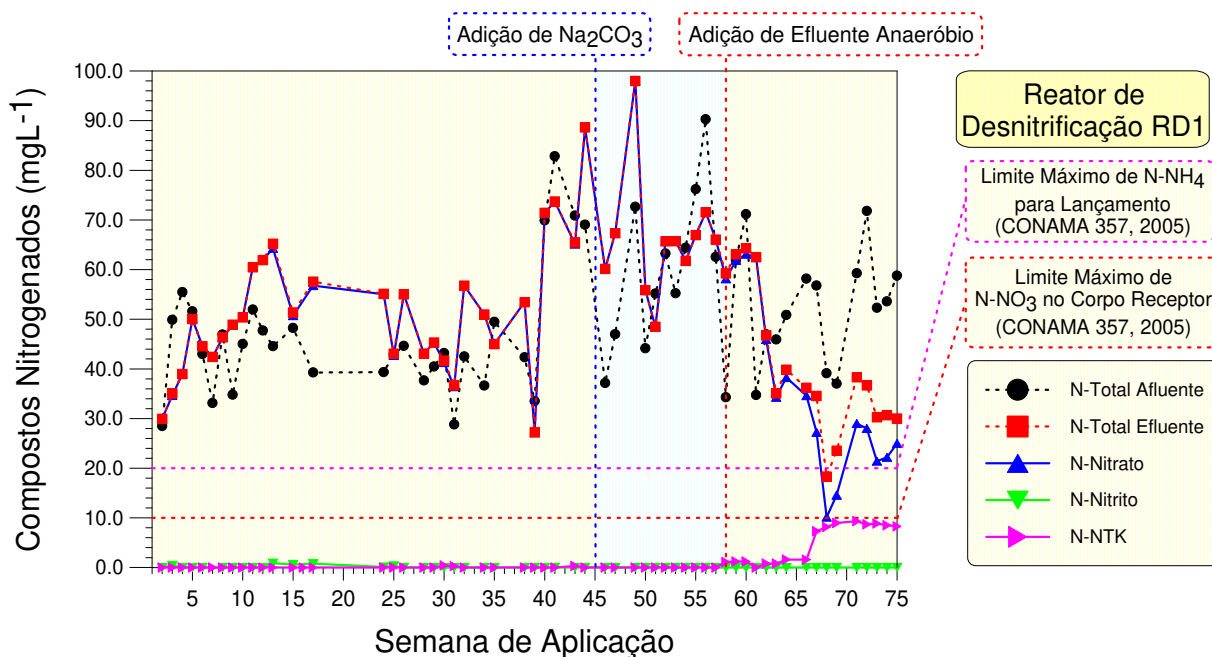


Figura 5.26: Concentração dos compostos nitrogenados no efluente do reator de desnitrificação RD1

Porém, mesmo nestas condições teve-se um incremento da nitrificação que havia iniciado nos filtros de areia, levando as concentrações de N-NTK abaixo do limite de detecção do método analítico. Deste modo, comprova-se a afirmação de Henze *et al.* (1997), segundo os quais as bactérias envolvidas na nitrificação possuem uma facilidade de adaptação mesmo em situações fora dos limites estipulados para o pH.

Após a correção da acidez da massa líquida, iniciada na 40ª semana, também não ocorreu a desnitrificação, sendo que neste caso uma hipótese para tal desempenho seriam as baixas concentrações de matéria orgânica que adentravam os reatores, que no caso do RD1 atingiu a média em termos de DBO de somente $24 \pm 14 \text{ mgL}^{-1}$ (Tabela 5.5). Outro aspecto que também teria prejudicado este processo bioquímico seria a alta concentração de oxigênio dissolvido, visto que os efluentes dos reatores apresentaram médias superiores a $4,0 \text{ mgL}^{-1}$ de OD (Figura 5.17). Deve-se considerar que no que se refere a este parâmetro, de acordo com Dinçer e Kargi (2000) e Pochana e Keller (1999) a redução biológica do nitrato pode ser atingida mais rapidamente caso a concentração esteja próxima a zero.

5.3.11.1 - Adição de Fonte Externa de Carbono

A partir da 58^a semana iniciou-se a adição de efluente dos filtros anaeróbios como fonte externa de carbono buscando criar condições para a redução biológica do nitrogênio. No princípio, sempre às 19:00 horas, aplicou-se 4,0 L deste líquido em cada um dos reatores de desnitrificação, sendo que tal valor foi aumentado em 2,0 L a cada semana até atingir, na 63^a semana, 20,0 L. Adotou-se este volume final tendo em vista garantir uma concentração de nitrogênio amoniacal no efluente do RD1 que não ultrapassasse o limite estabelecido pela legislação brasileira (CONAMA 357, 2005) quanto a concentração de $N - NH_4^+$, que é de $20,0 \text{ mgL}^{-1}$.

Adotando-se este procedimento, teve-se que associada a disposição de 20,0 L de efluente anaeróbio adentrava um volume de afluente completamente nitrificado provindo dos filtros de areia correspondente a 39,3 L, fruto da carga de 50 Lm^{-2} aplicada na superfície circular com 1,0 m de diâmetro. Como o efluente anaeróbio possuía uma concentração de N-NTK de $47,2 \text{ mgL}^{-1}$, ter-se-ia na associação deste dois fluxos um máximo de $15,9 \text{ mgL}^{-1}$ de nitrogênio amoniacal.

Como resultado, nota-se pela Figura 5.26 que após a 62^a semana o efluente do reator RD1 passou a ter uma concentração crescente de nitrogênio amoniacal, que posteriormente estabilizou-se em aproximadamente $8,6 \pm 0,4 \text{ mgL}^{-1}$ (Tabela 5.9 e Figura 5.25). Pelo fato de não adentrarem valores de N-NTK originários do filtro de areia FA1, estes dados levam a constatação da ocorrência da nitrificação de 45,3% dos compostos nitrogenados presentes no efluente anaeróbio disposto, além de ter existido a remoção de uma parcela da matéria orgânica (Item 5.3.9). Este processo de nitrificação também repetiu-se nos outros reatores, levando-se a constatação por meio da Figura 5.25, de que mesmo com a entrada deste efluente com altos valores de nitrogênio amoniacal, a concentração deste composto em nenhum dos efluentes superou o limite estabelecido para o lançamento em corpos hídricos (CONAMA 357, 2005).

Tabela 5.9: Concentrações médias de nitrogênio total, nitrogênio total Kjeldahl (NTK) e N-nitrato presentes nos efluentes dos reatores de desnitrificação

Reator	N-Total Afluente (mgL ⁻¹)	Efluente			$\frac{DQO}{N-NO_3^-}$	Remoção de N-Total (%)
		N-NTK (mgL ⁻¹)	N-Nitrato (mgL ⁻¹)	N-Total (mgL ⁻¹)		
Antes da Adição de Na ₂ CO ₃ nos Filtros de Areia						
RD1	42,2 <i>a</i> [*]	0,0 <i>a</i> [*]	45,8 <i>a</i> [*]	45,8 <i>a</i> [*]	2,2 <i>a</i> [*]	**
RD2	38,2 <i>a</i> [*]	1,6 <i>a</i> [*]	42,0 <i>ab</i> [*]	43,6 <i>a</i> [*]	2,4 <i>a</i> [*]	**
RD3	36,4 <i>a</i> [*]	3,5 <i>b</i> [*]	36,3 <i>bc</i> [*]	39,8 <i>a</i> [*]	2,5 <i>a</i> [*]	**
RD4	35,8 <i>a</i> [*]	6,2 <i>c</i> [*]	30,5 <i>c</i> [*]	36,7 <i>a</i> [*]	3,5 <i>a</i> [*]	**
Após a Adição de Na ₂ CO ₃ nos Filtros de Areia						
RD1	65,2 <i>a</i> [*]	0,0 <i>a</i> [*]	68,4 <i>a</i> [*]	68,4 <i>a</i> [*]	0,9 <i>a</i> [*]	**
RD2	59,5 <i>a</i> [*]	1,2 <i>ab</i> [*]	64,1 <i>a</i> [*]	65,3 <i>a</i> [*]	1,0 <i>a</i> [*]	**
RD3	65,8 <i>a</i> [*]	3,1 <i>b</i> [*]	62,1 <i>a</i> [*]	65,2 <i>a</i> [*]	0,9 <i>a</i> [*]	**
RD4	56,0 <i>a</i> [*]	3,2 <i>b</i> [*]	58,5 <i>a</i> [*]	61,7 <i>a</i> [*]	1,3 <i>a</i> [*]	**
Após a Adição de 20 L de Efluente Anaeróbico						
RD1	53,1 <i>a</i> [*]	8,6 <i>a</i> [*]	21,4 <i>a</i> [*]	30,0 <i>a</i> [*]	2,9 <i>a</i> [*]	43,5
RD2	44,8 <i>a</i> [*]	7,3 <i>ab</i> [*]	34,1 <i>ab</i> [*]	41,4 <i>ab</i> [*]	2,0 <i>ab</i> [*]	7,6
RD3	51,7 <i>a</i> [*]	5,8 <i>b</i> [*]	50,8 <i>b</i> [*]	56,6 <i>b</i> [*]	1,6 <i>b</i> [*]	**
RD4	32,6 <i>a</i> [*]	4,2 <i>c</i> [*]	51,7 <i>b</i> [*]	55,9 <i>b</i> [*]	1,9 <i>b</i> [*]	**

* Médias seguidas pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal-Wallis 5%).

** Valores de N-total efluente superiores ao N-total afluente.

Neste ponto torna-se proveitoso explicitar o conceito adotado de que a concentração de N-total afluente empregada no cálculo do nitrogênio desnitrificado era exclusivamente originária do efluente do filtro de areia. Assim, não foi avaliado um balanço entre o N-total do filtro de areia e o proveniente da aplicação do líquido anaeróbico. Fez-se esta simplificação porque na média a concentração de nitrogênio total do efluente dos filtros de areia não possuía diferença significativa (Kruskal-Wallis 5%) para aquela presente na fonte externa de carbono.

A partir desta consideração, um aspecto importante observado por meio da Figura 5.26 foi a redução na concentração de nitrogênio total encontrada no reator de

desnitrificação RD1. Nota-se que a partir da 63^a semana ocorreu uma significativa diferenciação (Kruskal-Wallis 5%) entre os valores de N-total afluente e efluente, permanecendo este comportamento durante as 11 semanas seguintes. Analisando-se a Tabela 5.9 percebe-se que a queda na concentração deste composto no efluente do RD1 atingiu a média de $43,5 \pm 7,3\%$, enquanto que no RD2 foi bastante inferior, totalizando somente $7,5 \pm 17,4\%$. Neste segundo reator, apesar de em algumas semanas a remoção superar 25%, na média não houve diferença significativa entre os valores de entrada e de saída (Kruskal-Wallis 5%). Nos outros dois reatores, os dados encontrados no efluente foram superiores aos obtidos no afluente, não apontando para a desnitrificação.

Tais resultados demonstraram que a frequência de disposição adotada no filtro de areia influenciava a eficiência desta transformação bioquímica, provavelmente devido a diminuição do período de permanência do líquido no interior do reator, acarretando em um menor contato com a cultura biológica. Especificamente para o RD1, a coleta dava-se às 9:00 horas do dia seguinte a disposição da fonte externa de carbono e a amostra obtida era originária da interação do efluente anaeróbico aplicado com a massa líquida retida no reator e com a cultura biológica, por um período de 14 horas.

Por sua vez, no conjunto 2, também havia a aplicação às 9:00 horas, cuja água residuária passava pelo tratamento no filtro de areia FA2 e, logo após, adentrava o reator RD2. Deste modo, existia o descarte de uma massa líquida que havia sido parcialmente desnitrificada para a entrada de outra com altos valores de nitrato, que possivelmente não permaneciam um tempo apropriado para a interação com a cultura biológica, além de não possuir uma suficiente fonte de carbono. Às 16:00 horas a amostra acabava coletada sob estas condições. Nos reatores RD3 e RD4, o comprometimento era ainda maior, visto que entre a aplicação inicial e a final havia outras intermediárias, acarretando na entrada de uma maior carga de efluente nitrificado e em uma diluição da fonte de carbono empregada.

Agregado a esta diminuição do tempo de residência do líquido no interior destes reatores de desnitrificação, a maior frequência de entrada de afluente também aumentou a vazão de saída do líquido pela tubulação de descarte, a qual tem sua origem na base do reator. Desta forma, pode ter trazido como consequência um maior arraste da cultura biológica desnitrificante ou ter criado uma dificuldade para o seu crescimento.

Quanto a relação $DQO/N - NO_3^-$ apresentada na Tabela 5.9, a estimativa foi baseada nos valores destes parâmetros presentes no efluente dos filtros de areia que formariam a massa líquida dos reatores de desnitrificação, calculada por meio da Equação 5.4. Após a adição da fonte externa de carbono, para a determinação da DQO desta razão considerou-se a associação do fluxo de efluente proveniente do respectivo filtro de areia combinado com o volume diário de líquido anaeróbio disposto, conforme a Equação 5.5.

$$DQO_{RD} = DQO_{FA} \quad \text{Equação 5.4}$$

$$DQO_{RD} = \frac{(F \times 39,3 \times DQO_{FA} + 20,0 \times DQO_{\text{Anaeróbio}})}{(F \times 39,3 + 20,0)} \quad \text{Equação 5.5}$$

Sendo: DQO_{RD} o valor de DQO na massa líquida presente no reator de desnitrificação, DQO_{FA} o valor da DQO do efluente do filtro de areia, F a frequência de aplicação no filtro de areia e $DQO_{\text{Anaeróbio}}$ o valor de DQO do efluente dos filtros anaeróbios.

Por sua vez, para o cálculo da concentração de $N - NO_3^-$ da razão, fez-se o uso da Equação 5.6 anteriormente a adição da fonte externa de carbono, e para as situações posteriores, empregou-se a Equação 5.7.

$$[N - NO_3^-]_{RD} = [N - NO_3^-]_{FA} \quad \text{Equação 5.6}$$

$$[N-NO_3^-]_{RD} = \left\{ \frac{F \times 39,3 \times [N-NO_3^-]_{FA} + 20,0 \times [N-NO_3^-]_{Anaer\u00f3bio}}{(F \times 39,3 + 20,0)} \right\} \quad \text{Equa\u00e7\u00e3o 5.7}$$

Sendo: $[N-NO_3^-]_{RD}$ a concentra\u00e7\u00e3o de N-nitrato na massa l\u00edquida presente no reator de desnitrifica\u00e7\u00e3o, $[N-NO_3^-]_{FA}$ a concentra\u00e7\u00e3o de N-nitrato no efluente do filtro de areia e $[N-NO_3^-]_{Anaer\u00f3bio}$ a concentra\u00e7\u00e3o de N-nitrato no efluente dos filtros anaer\u00f3bios.

Podem-se comparar os dados obtidos para a rela\u00e7\u00e3o $DQO/N-NO_3^-$ expostos na Tabela 5.9 com os estipulados por \u00c7e\u00e7en e Gonen\u00e7 (1995) como ideais para o processo de desnitrifica\u00e7\u00e3o. Segundo os autores evita-se a defici\u00eancia de carbono org\u00e2nico no processo caso esta raz\u00e3o esteja pr\u00f3xima a 5,0. No mesmo sentido, van Rijn *et al.* (2006) afirmam que o valor desta rela\u00e7\u00e3o para a completa redu\u00e7\u00e3o do nitrato varia entre 3,0 e 6,0. Deste modo, percebe-se que em praticamente todo o per\u00edodo da pesquisa os reatores de desnitrifica\u00e7\u00e3o operaram com uma raz\u00e3o entre mat\u00e9ria org\u00e2nica e nitrato muito aqu\u00e9m daquela definida na literatura como \u00f3tima para as bact\u00e9rias desnitrificantes.

Nota-se que anteriormente a adi\u00e7\u00e3o da fonte externa de carbono, a raz\u00e3o $DQO/N-NO_3^-$ oscilou entre as m\u00e9dias de 0,9 e 3,5, tendo uma queda ap\u00f3s a corre\u00e7\u00e3o do pH. Esta altera\u00e7\u00e3o foi acarretada pelo amadurecimento dos filtros de areia, que levou a diminui\u00e7\u00e3o dos valores de DQO (Figura 5.20), combinada com a amplia\u00e7\u00e3o da nitrifica\u00e7\u00e3o pela adi\u00e7\u00e3o do composto alcalino (Figura 5.24). Na continuidade da pesquisa, em seguida a adi\u00e7\u00e3o da fonte de carbono, deu-se um significativo aumento nas m\u00e9dias (Kruskal-Wallis 5%) para a raz\u00e3o entre os dados de mat\u00e9ria org\u00e2nica e de nitrato. Por\u00e9m, mesmo no reator RD1, que teve o maior acr\u00e9scimo relativo de DQO, a raz\u00e3o atingiu somente 2,9. Neste caso, apesar do meio ser inadequado, existiu um processo expressivo de desnitrifica\u00e7\u00e3o, possivelmente resultante da forma\u00e7\u00e3o de zonas com maiores concentra\u00e7\u00f5es de mat\u00e9ria org\u00e2nica, as quais possuíam altos valores para a raz\u00e3o $DQO/N-NO_3^-$.

Her e Huang (1995) afirmam que uma relação entre carbono e nitrogênio abaixo da ideal levaria ao acúmulo de nitrito, devido a falta do doador de elétrons implicar em impedimento da completa desnitrificação. Neste caso, os dados da presente pesquisa não corroboram a afirmação deste autor, visto que as concentrações de $\text{N}-\text{NO}_2^-$ presentes tanto no efluente dos filtros de areia como no dos reatores de desnitrificação sempre estiveram abaixo de $1,0 \text{ mgL}^{-1}$. Por sua vez, van Rijn *et al.* (2006) descrevem que uma limitação de carbono resultaria no acúmulo de produtos intermediários, principalmente N_2O e NO , sendo que estes gases não puderam ser avaliados neste trabalho.

Ao comparar os dados obtidos para a concentração de N-nitrato com o limite estabelecido pela legislação brasileira, nota-se pela Figura 5.26 que mesmo após a passagem pelo reator de desnitrificação não havia a geração de um efluente abaixo de $10,0 \text{ mgL}^{-1}$ em termos de $\text{N}-\text{NO}_3^-$. Valor este estipulado pela CONAMA 357 (2005) como o máximo permitido em corpos de água de classe 1, 2 e 3. Destaca-se que a significativa desnitrificação propiciada pelo RD1 não garantiu um efluente dentro deste padrão legal. Neste ponto, salienta-se que tal limite não se refere a concentração do efluente lançado, mas aquela presente no corpo hídrico após a sua diluição. Deste modo, o tratamento gerado pelo reator de desnitrificação permitiria que em um determinado corpo receptor fosse lançado um maior volume de água residuária tratada, sem que se infringisse a legislação brasileira.

Confrontando-se os valores encontrados com os recomendados pela FAO (1994) para a qualidade da água a ser empregada na agricultura (Tabela 3.2), percebe-se que a redução biológica do nitrato propiciada pelo reator de desnitrificação RD1 foi extremamente benéfica. O efluente do filtro de areia FA1 que tinha concentração de $\text{N}-\text{NO}_3^-$ superior a $50,0 \text{ mgL}^{-1}$, levando-o a possuir um grau severo de restrição ao uso, passou a ter uma média inferior a 30 mgL^{-1} , tornando-o com grau leve ou moderado para o emprego em alguma prática agrícola.

5.3.12 - Fósforo

A concentração média de fósforo encontrada no esgoto bruto foi de $3,3 \pm 0,9 \text{ mgL}^{-1}$, estando abaixo daquela apresentada por von Sperling (1996) como típica para esgotos domésticos, a qual varia entre 5 mgL^{-1} e 25 mgL^{-1} . Tal dado corrobora a afirmação de Jenkins e Hermanowicz (1991) de que a concentração deste composto nos esgotos domésticos vem caindo continuamente ao longo dos anos em todo o mundo. Uma explicação para este comportamento foi exposta por Morita e Piveli (1996), para os quais o valor de fósforo no Brasil tem oscilado em torno de 5 mgL^{-1} , ocasionados pela baixa percentagem de tripolifosfato de sódio adotada nos detergentes.

Van Haandel e Marais (1999) afirmam que associada a esta característica a população brasileira ainda emprega uma grande quantidade de sabões a base de ácidos graxos de cadeia longa ao invés daqueles constituídos por polifosfatos.

No efluente dos filtros anaeróbios, conforme pode ser visualizado por meio da Figura 5.27, a concentração de fósforo durante toda a pesquisa esteve sempre próxima a existente no esgoto bruto. A média correspondeu a $3,4 \pm 1,1 \text{ mgL}^{-1}$, não apresentando diferença significativa (Kruskal-Wallis 5%) em relação a existente na água residuária afluente, comprovando a afirmação de Campos (1999), Chernicharo (1997) e de van Haandel e Lettinga (1994) de que os reatores anaeróbios possuem uma capacidade insatisfatória de remover este composto no processo de tratamento.

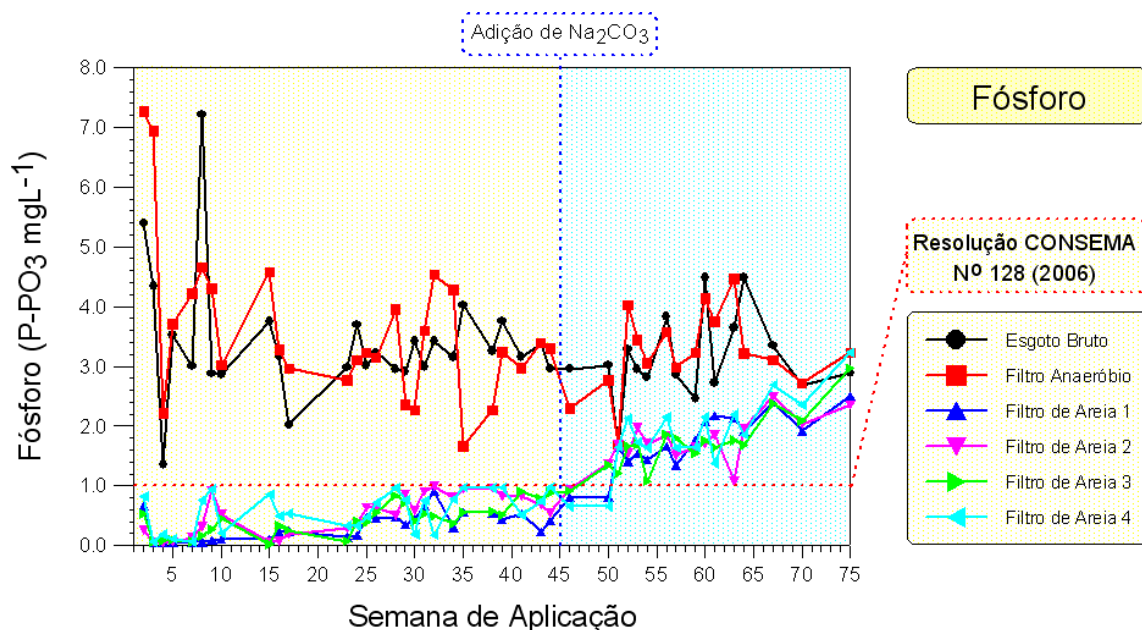


Figura 5.27: Concentração de fósforo no esgoto bruto e no efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia

Após a passagem do efluente anaeróbio pelos filtros de areia, nota-se que até a 44ª semana todos os resultados estiveram abaixo de 1 mgL^{-1} , valor estipulado pela legislação do Estado do Rio Grande do Sul (RESOLUÇÃO CONSEMA N° 128, 2006) como o máximo permitido para o lançamento em um corpo hídrico. Suas médias não apresentaram diferenças significativas (Kruskal-Wallis 5%), porém os filtros que receberam uma maior frequência de aplicação acabavam por remover uma carga superior de fósforo, conforme constata-se por meio da Tabela 5.10. As baixas concentrações deste composto nos efluentes, segundo Prochaska e Zouboulis (2003), podem estar associadas a incorporação do fósforo ao biofilme e a retenção pelos íons Fe^{3+} , Al^{3+} e Ca^{2+} presentes nos leitos de areia.

Tabela 5.10: Valores médios de fósforo e de remoção nos filtros de areia em relação ao efluente dos filtros anaeróbios e nos reatores de desnitrificação em relação ao respectivo filtro de areia*

Reator	Fósforo (mgL ⁻¹)	Remoção (%)	Carga Removida (mg.dia ⁻¹)	Reator	Fósforo (mgL ⁻¹)	Remoção (%)	Carga Removida (mg.dia ⁻¹)
Antes da Adição de Na ₂ CO ₃							
FA1	0,3 a*	89,9*	130,88	RD1	n.d.**	79,8	11,3
FA2	0,5 a*	83,4*	247,09	RD2	n.d.	88,1	37,3
FA3	0,3 a*	88,1*	386,91	RD3	n.d.	80,0	38,3
FA4	0,5 a*	82,0*	484,84	RD4	n.d.	81,8	78,8
Após a Adição de Na ₂ CO ₃ até Antes da Adição da Fonte Externa de Carbono							
FA1	1,0 a*	62,1*	77,45	RD1	0,1 a*	92,6	38,1
FA2	1,3 a*	53,6*	134,47	RD2	0,1 a*	92,6	96,6
FA3	1,2 a*	56,5*	207,36	RD3	0,2 a*	81,2	119,6
FA4	1,3 a*	55,3*	271,41	RD4	0,5 b*	62,9	121,3
Após a Adição da Fonte Externa de Carbono							
FA1	2,1 a*	38,0*	53,84	RD1	1,3 a*	35,5	29,2
FA2	1,8 a*	43,0*	124,47	RD2	1,0 a*	41,5	63,1
FA3	1,9 a*	41,0*	177,03	RD3	1,6 a*	15,8	38,1
FA4	2,1 a*	34,9*	203,02	RD4	1,5 a*	25,9	93,9

* Médias seguidas pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal-Wallis 5%).

* Não detectada pela técnica analítica empregada.

Em sua fase inicial, a presente pesquisa propiciou resultados melhores que os estipulados pela literatura. O pior desempenho foi obtido no filtro de areia FA4, que gerou uma redução na concentração de fósforo de $82,0 \pm 13,6\%$. Comparativamente, a USEPA (1980) afirma que a redução na concentração deste composto pode atingir percentuais de até 50% em filtros recém postos em operação, mas no decorrer do amadurecimento do leito, existe uma perda da eficiência. Nielsen *et al.* (1993) encontraram remoções que oscilaram entre 40 e 60% enquanto que Guilloteau *et al.* (1993) obtiveram uma diminuição nas concentrações de 50%, destacando que em ambos os trabalhos os filtros de areia entraram em operação durante a investigação.

Ainda baseando-se nestas informações conclui-se que anteriormente a disposição do composto alcalino para a correção do pH, os filtros de areia não haviam saturado sua capacidade de remover fósforo. A expectativa seria que inicialmente aquele recebedor da maior frequência de aplicação apresentaria um desempenho significativamente superior. Posteriormente seria seguido pelos líquidos derivados do restante dos leitos, que eram operados com menores taxas de aplicação. No entanto, sem a chegada da saturação desta propriedade, deu-se o início da fase seguinte da pesquisa.

Após a adição do carbonato de sódio, dada na 45^a semana, aconteceu um paulatino aumento da concentração de fósforo em todos os efluentes dos filtros de areia, conforme pode ser constatado por meio da Figura 5.27. As médias obtidas superaram o limite da legislação gaúcha (RESOLUÇÃO CONSEMA N° 128, 2006) e, na melhor situação, atingiu $1,0 \pm 0,5 \text{ mgL}^{-1}$ no FA1. Este comportamento, conforme explicado na discussão sobre a turbidez (Item 5.3.6), pode ter ocorrido pela correção do pH do meio que facilitou a dissolução da matéria orgânica e o desprendimento de uma parcela do biofilme. Tal material acabou interferindo nos dados obtidos para estes parâmetros, além de levar a uma alteração na coloração do efluente. Esta hipótese fundamenta-se na afirmação de Prochaska e Zouboulis (2003), pois segundo estes autores a incorporação do fósforo ao biofilme é um importante mecanismo de remoção deste composto em filtros de areia, devido sua participação no metabolismo dos microrganismos e sua conseqüente acumulação como biomassa.

Os reatores de desnitrificação tiveram nas diferentes etapas da pesquisa uma capacidade de diminuir a concentração de fósforo proveniente dos filtros de areia. Nota-se pela Tabela 5.10 que anteriormente a adição do efluente anaeróbio, a menor remoção foi de $62,9 \pm 21,2\%$, encontrada no RD4, sendo que até esta etapa tal reator apresentava a tendência a ter as médias com os valores significativamente maiores (Kruskal-Wallis 5%). Percebe-se por meio da Figura 5.28, que excetuando-se o RD4, somente após a adição da fonte externa de carbono os efluentes gerados passaram a

superar o valor estipulado pela legislação do Estado do Rio Grande do Sul (RESOLUÇÃO CONSEMA Nº 128, 2006).

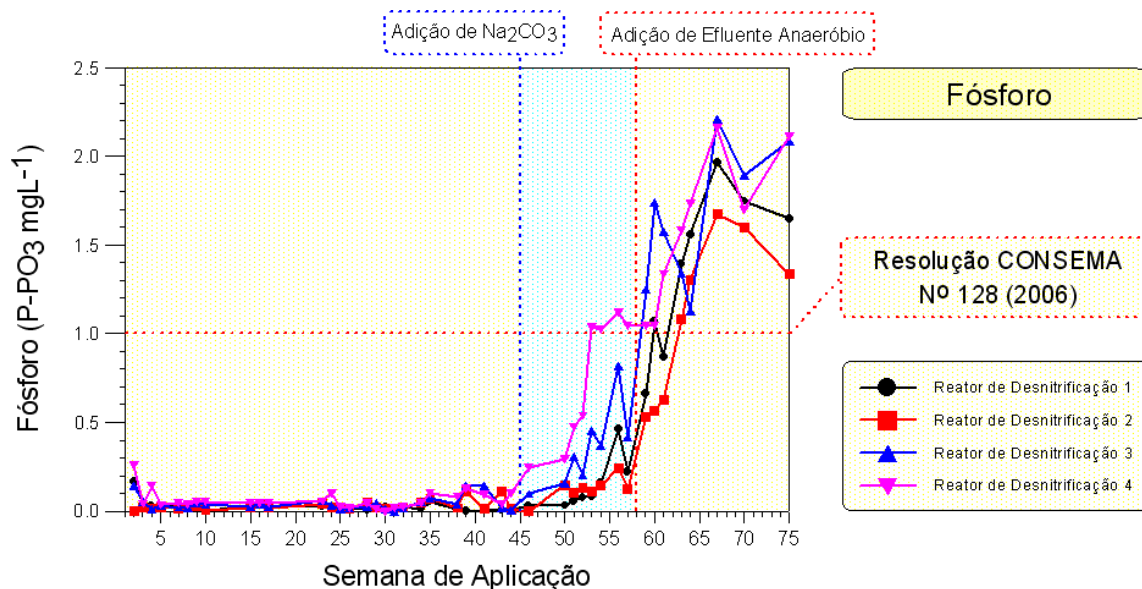


Figura 5.28: Concentração de fósforo nos efluentes dos reatores de desnitrificação

5.3.13 - Organismos Indicadores de Contaminação Fecal

A densidade média de coliformes totais e *Escherichia coli* existente no esgoto bruto foi respectivamente de $8,02 \times 10^7 \pm 1,08 \times 10^7$ NMP 100 mL⁻¹ e $4,16 \times 10^6 \pm 3,95 \times 10^6$ NMP 100 mL⁻¹, estando ambas dentro da faixa estipulada por Jordão e Pessoa (2005) como típica para águas residuárias domésticas, a qual para o primeiro conjunto de microrganismos varia entre 10^6 e 10^{10} NMP 100 mL⁻¹ e para o segundo oscila de 10^6 a 10^9 NMP 100 mL⁻¹.

Após a passagem pelos filtros anaeróbios as densidades aumentaram, chegando a $1,47 \times 10^8 \pm 4,26 \times 10^8$ NMP 100 mL⁻¹ para os coliformes totais e $1,68 \times 10^7 \pm 7,64 \times 10^7$ NMP 100 mL⁻¹ para *Escherichia coli*, no entanto não existia diferença significativa (Kruskal-Wallis 5%) em relação ao esgoto bruto. Assim, comprova-se a

afirmação de Chernicharo (1997) de que os sistemas anaeróbios não apresentam uma remoção significativa quanto a estes parâmetros biológicos.

Conforme se visualiza por meio da Tabela 5.11, os filtros de areia proporcionaram densidades menores, sendo que seus efluentes variaram nas proximidades de 10^5 NMP 100 mL^{-1} para coliformes totais e entre 10^4 NMP 100 mL^{-1} e 10^5 NMP 100 mL^{-1} para *E. coli*. Ambos os casos apontam para uma remoção próxima a 2,0 unidades logarítmicas e, tanto antes da adição do carbonato de sódio para correção do pH, como posteriormente, os quatro filtros de areia proporcionaram médias sem diferença significativa (Kruskal-Wallis 5%). Deste modo, mesmo quando se tinha um meio ácido (Figura 5.8), não houve interferência sobre os resultados, contrastando com a afirmação de van Buuren *et al.* (1999) de que a remoção de coliformes aumenta em pH baixos.

Tabela 5.11: Valores médios de densidade de coliformes totais e *Escherichia coli* nos efluentes dos filtros de areia e reatores de desnitrificação*

Reator	C. Totais (NMP 100 mL ⁻¹)	<i>E. coli</i> (NMP 100 mL ⁻¹)	Remoção de <i>E. coli</i> (%)	Reator	C. Totais (NMP 100 mL ⁻¹)	<i>E. coli</i> (NMP 100 mL ⁻¹)	Remoção de <i>E. coli</i> (%)
Antes da Adição de Na ₂ CO ₃							
FA1	1,09x10 ⁵ a*	3,09x10 ⁴	98,99	RD1	3,7x10 ³ a*	1,46x10 ²	93,39
FA2	7,45x10 ⁵ a*	1,60x10 ⁵	94,77	RD2	8,46x10 ⁴ b*	3,16x10 ³	93,19
FA3	5,22x10 ⁵ a*	1,08x10 ⁵	95,76	RD3	3,27x10 ⁵ c*	2,99x10 ⁴	77,50
FA4	4,54x10 ⁵ a*	6,08x10 ⁴	97,23	RD4	7,70x10 ⁴ c*	1,85x10 ⁴	81,07
Após a Adição de Na ₂ CO ₃ até Antes da Adição da Fonte Externa de Carbono							
FA1	8,06x10 ⁵ a*	3,03x10 ⁵	93,60	RD1	1,27x10 ³ a*	1,68x10 ²	99,82
FA2	5,55x10 ⁵ a*	1,72x10 ⁵	95,44	RD2	6,94x10 ³ ab*	2,80x10 ³	88,83
FA3	4,24x10 ⁵ a*	1,02x10 ⁵	96,52	RD3	4,67x10 ⁴ bc*	1,02x10 ⁴	90,84
FA4	4,94x10 ⁵ a*	1,22x10 ⁵	96,09	RD4	1,44x10 ⁵ c*	3,17x10 ⁴	63,30
Após a Adição da Fonte Externa de Carbono							
FA1	2,54x10 ⁵ a*	7,46x10 ⁴	94,12	RD1	1,15x10 ⁴ a*	2,87x10 ³	96,67
FA2	5,49x10 ⁵ a*	1,62x10 ⁵	89,54	RD2	8,90x10 ⁴ a*	4,48x10 ³	97,18
FA3	4,04x10 ⁵ a*	1,08x10 ⁵	94,28	RD3	7,78x10 ⁴ a*	1,17x10 ⁴	93,63
FA4	1,82x10 ⁵ a*	6,82x10 ⁴	96,51	RD4	5,98x10 ⁴ a*	1,13x10 ⁴	83,83

* Médias seguidas pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal-Wallis 5%).

As médias e os valores pontuais para as densidades de *E. coli* dos filtros de areia estiveram acima do limite exigido pela legislação brasileira para corpos hídricos de classe 2 e 3 (CONAMA 357, 2005), as quais possuem, respectivamente 1,0x10³ e 2,5x10³ NMP 100 mL⁻¹ como máximos.

Quanto aos reatores de desnitrificação, nota-se por meio da Tabela 5.11 que ampliaram a redução na densidade de ambos os grupos de microrganismos. De forma geral, o RD1 apresentou uma tendência a ter as médias significativamente menores em relação aos efluentes dos outros reatores, associada a uma remoção próxima a 2,0 unidades logarítmicas. Fato este que permitiu que a água residuária tratada atendesse a legislação para corpos hídricos de classe 2 (CONAMA 357, 2005). Por outro lado, o

RD4 acabava propiciando uma redução mais tênue, inferior a 1,0 unidade logarítmica. Este melhor desempenho do RD1 pode estar relacionado ao maior tempo de detenção, permitindo uma grande interação entre os microrganismos indicadores e seus predadores, visto que para Bomo *et al.* (2004), o predatismo é a principal forma de remoção neste tipo de sistema.

Após a adição do efluente dos filtros anaeróbios como fonte externa de carbono, que possuía densidades superiores a 10^7 NMP 100 mL⁻¹, houve uma piora no desempenho, porém a remoção ainda manteve-se próxima a 1 unidade logarítmica, além de serem gerados resultados significativamente inferiores aos encontrados nos filtros de areia. Esta constatação pode ser melhor observada com a análise da Figura 5,29, na qual estão expostos os diagramas para as diversas etapas da pesquisa.

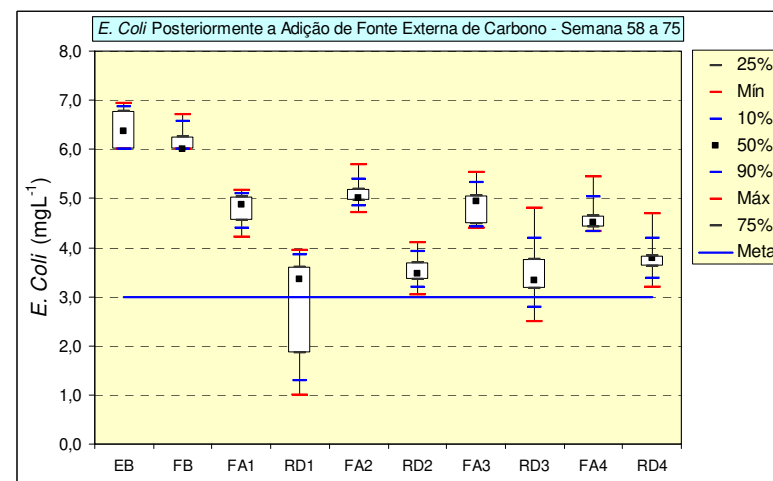
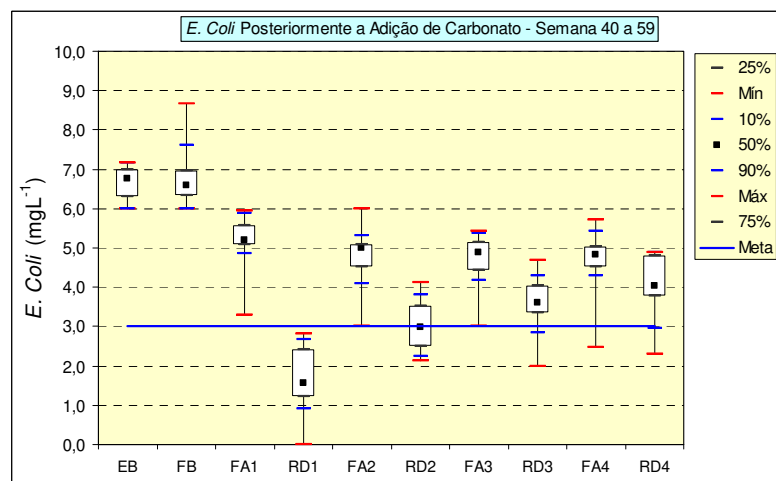
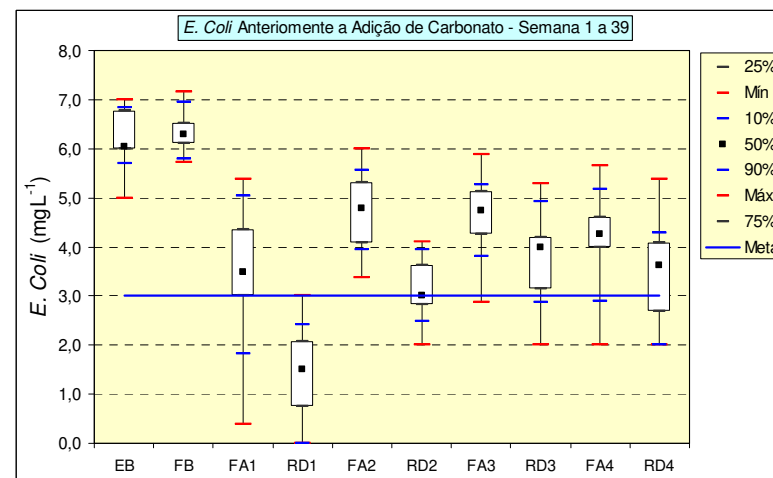
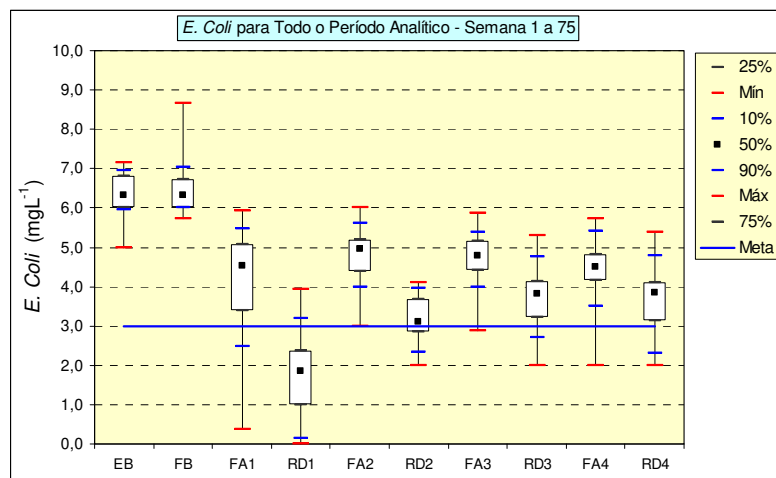


Figura 5.29: Diagramas para a densidade de *Escherichia coli* nas diversas etapas da pesquisa, tendo como meta a adequação do efluente ao padrão estabelecido pela OMS (2000)

De forma geral, ao comparar os resultados obtidos com os valores microbiológicos sugeridos pela OMS (2000) para uso de esgoto doméstico tratado em culturas, constata-se que nenhum dos efluentes estaria enquadrado na categoria A da Tabela 3.3, adequados para irrigação de culturas que sejam comidas sem cozimento, campos esportivos e parques públicos. Neste caso a densidade máxima de coliformes fecais permitida é de 10^3 NMP 100 mL⁻¹. No entanto, seria enquadrado nas categorias B e C, tornando-se viável para a irrigação por aspersão de cereais e culturas a serem industrializadas, silviculturas, árvores frutíferas e forrageiras para feno e silagem, nas quais exige-se um efluente com densidade limite de 10^5 NMP 100 mL⁻¹.

Torna-se importante explicitar que apesar do não atendimento em alguns casos da legislação brasileira (CONAMA 357, 2005) e da orientação da OMS (2000) estas densidades poderiam ser facilmente reduzidas com o emprego de pequenas concentrações de um agente desinfetante. Neste caso, deve-se observar que a turbidez para estes efluentes foram muito baixas (Figura 5.19), facilitando a ação do composto químico para a desinfecção do efluente.

5.4 - Avaliação do Emprego do Sistema em Escala Real

A partir dos dados gerados nesta pesquisa, pode-se constatar a viabilidade de se empregar um sistema composto por filtro anaeróbio com recheio de bambu combinado com filtro de areia para o tratamento de esgotos de pequenos agrupamentos humanos. O leito de areia que recebia a maior taxa de aplicação diária, equivalente a 200 Lm⁻²dia⁻¹ distribuída em 4 disposições de 50 Lm⁻², propiciou um efluente que atendia aos padrões de lançamento de corpos hídricos no que tange a DBO (DECRETO Nº 8.468, 1976), DQO e sólidos suspensos (COPAM nº 10, 1986), nitrogênio amoniacal (CONAMA 357, 2005) e fósforo (RESOLUÇÃO CONSEMA Nº 128, 2006) e, após uma simples correção da alcalinidade passou a ter sua adequação quanto ao pH. No que tange a aparência, o líquido final apresentava-se cristalino, tendo uma turbidez inferior a exigida para a água potável (PORTARIA 518, 2004).

Especificamente para o pH, caso a água residuária a ser tratada possua uma relação entre os valores de alcalinidade e a concentração de compostos nitrogenados favorável a nitrificação, até mesmo a adição do composto alcalino poderá ser dispensada para a correção da acidez.

A excelente eficiência no tratamento foi encontrada com a aplicação de efluente anaeróbio entre as 9:00 horas e as 16:00 horas, ou seja, durante 7 horas em cada dia, sendo que cada disposição estava entremeada por um período de descanso de 140 minutos. Caso seja feita uma extrapolação para o desempenho ao longo de um dia de funcionamento (24 horas) espera-se que seja possível dispor ao menos dez aplicações diárias de 50 Lm^{-2} , totalizando $500 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$.

Ao considerar-se que um indivíduo com padrão de renda médio contribui diariamente com 130 L de esgoto (NBR 7229, 1993), a superfície de um filtro de areia necessária para o tratamento da água residuária gerada por uma família composta por quatro pessoas seria de $1,04 \text{ m}^2$. Por sua vez, um filtro anaeróbio dimensionado de acordo com as especificações sugeridas pela NBR 7229 (1993) e NBR 13969 (1997) e possuindo como material de enchimento cavacos de bambu, demandaria uma área de $0,72 \text{ m}^2$. Deste modo, na construção deste sistema de tratamento, tendo-se em vista depurar o esgoto de uma residência ocupada por quatro pessoas haveria a necessidade de uma superfície de $1,76 \text{ m}^2$, sendo que cada habitante careceria de $0,44 \text{ m}^2$. Este requisito, conforme pode ser constatado por meio da Tabela 5.12 é muito inferior a outros métodos simplificados de tratamento de esgotos, como exemplo a Infiltração Lenta, que precisa de uma área por habitante que oscila entre 10 e 50 m^2 .

Tabela 5.12: Requisito de área para diversos sistemas de tratamento de esgotos (VON SPERLING, 1997)

Sistema de Tratamento	Requisito de Área (m ² hab ⁻¹)
UASB	0,05 a 0,10
Lodos Ativados por Batelada	0,2 a 0,3
Lodos Ativados Convencional	0,2 a 0,3
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	0,25 a 0,35
Lagoa Aerada e Lagoa Facultativa	0,25 a 0,5
Filtro de Areia	0,26
Filtro Anaeróbio e Filtro de Areia	0,44
Escoamento Superficial	1,0 a 5,0
Lagoa Anaeróbio e Lagoa Facultativa	1,5 a 3,5
Lagoa Facultativa	2,0 a 5,0
Infiltração Lenta	10,0 a 50,0

Os filtros de areia ou sua associação com filtros anaeróbios ocupariam uma posição intermediária quanto ao requisito de área, exigindo um espaço ligeiramente superior aos sistemas mais mecanizados (Lodos Ativados, Lagoa Aerada e UASB), mas com valores inferiores aos demandados por outros métodos simplificados, tais como Lagoa Anaeróbia, Lagoa Facultativa e Escoamento Superficial.

Como uma família de padrão médio normalmente reside em uma propriedade de 200 m², este sistema de tratamento somente precisaria de 0,88% do terreno, demonstrando sua grande viabilidade para ser empregado em chácaras, sítios, pequenas localidades, condomínios fechados e também no litoral, onde há a problemática da pequena profundidade do lençol freático. Quanto a manutenção, somente seria necessário a retirada da camada superficial da areia, quando houvesse o início do entupimento do leito. No entanto, frisa-se que durante as 75 semanas de pesquisa, equivalente a aproximadamente 10 meses, não houve tal procedimento.

Em sua aplicação no litoral, a intermitência do uso das casas de veraneio seria benéfica ao funcionamento do sistema, visto que permitiriam até mesmo a

depuração do lodo que se formaria na superfície durante os períodos que não houvesse a ocupação pelos moradores da residência.

No que tange a construção, os materiais empregados são facilmente encontrados e, em locais de baixa renda, pode-se diminuir o custo da mão de obra empregando-se um sistema de mutirão, visto que o projeto construtivo deste sistema de tratamento pode ser facilmente elaborado, mesmo por pessoas com baixo conhecimento técnico.

6 - CONCLUSÕES

- Sem a adoção de um inóculo, os filtros anaeróbios apresentaram um período de partida avaliado quanto a concentração de carbono orgânico dissolvido (COD) de aproximadamente 6 meses. A partir desta etapa a remoção de matéria orgânica atingiu 68,1% no que tange a DBO e de 82,5% e 75,9% para a DQO e COD. Nos filtros de areia, para este período inicial os leitos interferiram nos valores de alcalinidade do efluente, permitindo que o pH fosse mantido próximo a neutralidade mesmo quando existia um acentuado processo de nitrificação. A partir do esgotamento desta capacidade, o meio tornou-se ácido, não garantindo as bactérias nitrificantes e desnitrificantes condições ótimas para seu desenvolvimento. Deste modo, houve a demanda pelo emprego de um composto alcalino para a correção desta inadequação, que no caso avaliou-se o carbonato de sódio como o mais adequado;

- Os filtros de areia proporcionaram uma grande capacidade de aeração do efluente, permitindo que nas taxas de aplicações estudadas houvesse uma capacidade de remover matéria orgânica em termos de DBO, DQO e COD que não eram significativamente diferentes (Kruskal-Wallis 5%). Tanto o efluente gerado pelos filtros de areia como pelos reatores de desnitrificação estavam abaixo do limite estipulado para a DQO (COPAM Nº 10, 1986) e DBO (DECRETO Nº 8.468, 1976) para o lançamento em corpos hídricos. Especificamente para os filtros de areia, os resultados apontaram para a possibilidade de disposição de taxas diárias superiores as sugeridas

pela NBR 13969 (1997), a qual orienta os aspectos construtivos para esta forma de tratamento;

- Os filtros de areia tiveram uma grande capacidade de nitrificação do afluente desde o início da operação, sendo que este processo foi incrementado com a correção do pH do meio. Somente após a adição da fonte externa de carbono, o reator de desnitrificação que recebia uma única disposição diária de 50 Lm^{-2} propiciou uma diminuição na concentração de N-total, atingindo-se uma remoção de 43,5%, que o tornou com grau leve ou moderado para o emprego em alguma prática agrícola;

- Anteriormente a adição de carbonato de sódio os filtros de areia proporcionaram um efluente adequado quanto a concentração de fósforo (RESOLUÇÃO CONSEMA Nº 128, 2006), mas com o acréscimo deste composto houve o comprometimento do efluente, até mesmo daquele provindo dos reatores de desnitrificação;

- Quanto as densidades de coliformes totais, os efluentes dos filtros de areia possuíam valores acima do limite para corpos hídricos de classe 2 e 3 (CONAMA 357, 2005). Somente o reator de desnitrificação cujo filtro de areia recebia uma única aplicação diária de 50 Lm^{-2} teve um efluente adequado a esta norma legal;

- A partir dos dados levantados nesta pesquisa poderia ser aplicada sobre a superfície dos filtros de areia uma taxa de $500 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, permitindo que um sistema em escala real composto pela combinação do filtro anaeróbio com recheio de bambu e filtro de areia, necessitasse de uma área aproximada de $0,44 \text{ m}^2\text{hab}^{-1}$. Tal valor é ligeiramente superior aos sistemas mais mecanizados (Lodos Ativados, Lagoa Aerada e UASB), mas inferior aos demandados por outros métodos simplificados, tais como Lagoa Anaeróbia, Lagoa Facultativa e Escoamento Superficial.

7 - RECOMENDAÇÕES

- Estudar a adoção de taxas superiores a $200 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ para a aplicação de efluente anaeróbio sobre a superfície dos filtros de areia;
- Avaliar a recirculação do efluente dos filtros de areia diretamente para os filtros anaeróbios, tendo em vista pesquisar a desnitrificação nestes reatores;
- Analisar o emprego de efluente anaeróbio como fonte externa de carbono nos reatores de desnitrificação antes de todas as aplicações nos respectivos filtros de areia, objetivando garantir uma relação adequada entre os valores de matéria orgânica e nitrato;
- Averiguar formas construtivas para os reatores de desnitrificação que garantam tempos de detenção hidráulicas superiores aos aplicados na presente pesquisa, permitindo a existência de condições adequadas para a ocorrência da redução biológica do nitrato mesmo com a adoção de taxas diárias de aplicação de efluente anaeróbio maiores que 50 Lm^{-2} ;
- Buscar uma nova forma construtiva para o reator de desnitrificação que impeça o arraste da cultura desnitrificante de seu interior;

- Analisar a possibilidade de fundir o filtro de areia ao reator de desnitrificação;
- Averiguar a necessidade do emprego da tubulação de aeração nos filtros de areia;
- Avaliar o limite da capacidade de retenção de fósforo pelos filtros de areia;
- Utilizar uma solução com menor concentração de carbonato de sódio tendo-se em vista a adaptação do meio quanto ao pH, à nitrificação e a desnitrificação;
- Estudar a viabilidade da adoção do carbonato de cálcio sólido misturado à areia durante a construção dos filtros de areia, buscando garantir um meio com valores de alcalinidade adequados à nitrificação sem a necessidade de disposição de carbonato de sódio;
- Estudar a possibilidade de determinação dos gases intermediários da desnitrificação (N_2O e NO).

8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABMA, W. R.; SCHULTZ, C. E.; MULDER, J. W.; VAN DER STAR, W. R. L.; STROUS, M.; TOKUTOMI, T.; LOOSDRECHT, M. C. M. Full-scale granular sludge Anammox process. *Water Science and Technology*. Volume 55, número 8 e 9, pp. 27-33. 2007.

AESoy, A.; ODEGAARD, H.; BACH, K.; PUJOL, R.; HAMON, M. Denitrification in a packed bed biofilm reactor (biofor) – Experiments with different carbon sources. *Water Research*. Volume 32, número 5, pp. 1463-1470. 1998.

AHN, Y. H. Sustainable nitrogen elimination biotechnologies: A review. *Process Biochemistry*. Volume 41, pp. 1709-1721. 2006.

ANTHONISEN, A. C.; LOEHR, R. C.; PRAKASAN, T. B. S.; SRINATH, E. G.; Inhibition of nitrification by ammonia and nitrous acid. *Journal WPCF*. Volume 48, número 5, pp. 835-852. 1976.

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

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

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*. Número 36, pp. 3507–3516. 2002.

AYRES, M. BIOESTAT. Universidade Federal do Pará. Belém, Pará. 2005.

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

BANCOLÉ, A.; BRISSAUD, F.; GNAGNE, T. Oxidation processes and clogging in intermittent unsaturated infiltration. *Water Science and Technology*. Volume 48, número 11, pp. 139-146. 2003.

BASTOS, R.K.X. Utilização de esgotos tratados em fertirrigação, hidroponia e piscicultura. PROSAB. Viçosa, Minas Gerais. 2003.

BIESTERFELD, S.; FARMER, G.; RUSSELL, P.; FIGUEROA, S. L. Effect of alkalinity type and concentration on nitrifying biofilm activity. *Water Environmental Research*. Volume 75, número 3, pp. 196-204. 2003.

BOLLER, M.; SCHWAGER, A.; EUGSTER, J.; MOTTIER, V. Dynamic behavior of intermittent buried filters. *Water Science and Technology*, Volume 28, número 10, pp. 99-107. 1993.

BOMO, A. M.; STEVIK, T. K.; HOVI, I.; HANSSEN, J. F. Bacterial removal and protozoan grazing in biological sand filters. *Journal of Environmental Quality*, Volume 33, pp. 1041-1047. 2004.

BOTHE, H. JOST, G.; SCHLOTER, M.; WARD, B. B.; WITZEL, K. P. Molecular analysis of ammonia oxidation and denitrification in natural environments. FEMS Microbiology Review. Volume 24, pp. 673-690. 2000.

BRISAUD, F.; LESAVRE, J. Infiltration percolation in France: 10 years experience. Water Science Technology. Volume 28, número 10, pp. 73-81. 1993.

CALAWAY, W.T. Intermittent sand filters and their biology. Water and Sewage Works. Número 29.1957.

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.

CAPRA, A.; SCICOLONE, B. Water quality and distribution uniformity in drip/trickle irrigation systems. Journal of Agricultural Engineering Research. Volume 70, número 4, pp. 355-365. 1998.

CARRERA, J.; BAEZA, J. A.; VICENT, T.; LAFUENTE, J. Effect of influent COD/N ratio on biological nitrogen removal (BNR) from high-strength ammonium industrial wastewater. Process Biochemistry. Volume 39, pp. 2035-2041. 2004.

CETESB. Instrução técnica nº 31. Aplicação de água de reúso proveniente de estação de tratamento de esgoto doméstico na agricultura. São Paulo. 2006.

ÇEÇEN, F.; GONENÇ, I. E. Criteria for nitrification and denitrification of high-strength wastes in two upflow submerged filters. Water Environmental Research. Volume 67, número 2, pp. 132-142. 1995.

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*. Número 66, pp. 919–928. 1994.

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

CHUDOBA, P.; PANNIER, M.; TRUC, A.; PUJOL, R. A new fixed-film mobile bed bioreactor for denitrification of wastewaters. *Water Science and Technology*. Volume 38, número 8 e 9, pp. 233-240. 1998.

COLLIVER, B. B.; STEPHENSON, T. Production of nitrogen oxide and dinitrogen oxide by autotrophic nitrifiers. *Biotechnology Advances*. Volume 18, pp. 219-232. 2000.

CONAMA - CONSELHO NACIONAL DE MEIO AMBIENTE. Resolução número 357. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Ministério do Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente. 2005.

CONAMA - CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução número 54. Estabelece modalidades, diretrizes e critérios gerais para a prática de reúso direto não potável de água, e dá outras providências. Ministério do Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente. 2005.

CONSEMA - CONSELHO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução nº 128. Dispõe sobre a fixação de padrões de emissão de efluentes líquidos para fontes de emissão que lancem seus efluentes em águas superficiais no Estado do Rio Grande do Sul. 2006.

COPAM - CONSELHO ESTADUAL DE POLÍTICA AMBIENTAL. Deliberação Normativa nº 10. Estabelece normas e padrões para qualidade das águas, lançamento de efluentes nas coleções de águas, e dá outras providências. 1986.

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

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. 1999.

DECRETO Nº 8.468. Aprova o Regulamento da Lei nº 997, de 31 de maio de 1976, que dispõe sobre a prevenção e o controle da poluição do meio ambiente. São Paulo. 1976.

DINÇER, A. R. KARGI, F. Kinetics of sequential nitrification and denitrification processes. Enzyme and Microbial Technolog. Volume 27, pp. 37–42. 2000.

EISENTRAEGER, A.; KLAG, P.; VANSBOTTER, B.; HEYMANN, H.; DOTT, W. Denitrification of groundwater with methane as sole hydrogen donor. Water Research. Volume 35, número 9, pp. 2261–2267. 2001.

ELLIS, K. V. Slow sand filtration as a technique for the tertiary treatment of municipal sewage. Water Research. Volume 4, número 21, pp. 403-410. 1987.

FAO - ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA AGRICULTURA E ALIMENTAÇÃO . Water quality for agriculture - Irrigation and drainage paper. 1994.

FARIA, L. C. e PASQUINI, C. Flow-injection determination of inorganic forms of nitrogen by gas diffusion and conductimetry. Analytica Chimica Acta. Volume 245, pp. 183-190. 1991.

FAROOQ, S. e AL-YOUSEF, A. K. Slow sand filtration of secondary effluent. Journal of Environmental Engineering – ASCE. Número 199, pp. 615–630. 1993.

FEIGIN, A.; RAVINA, I.; SHALHEVET, J. Irrigation with treated sewage effluent: management for environmental protection. Springer-Verlag. 1991.

FIESP – FEDERAÇÃO DAS INDÚSTRIAS DE SÃO PAULO. Conservação e reúso de água em edificações. Setor de Comunicação do SindusCon. 2005.

FLEMMING, H. C.; WINGENDER, J. Relevance of microbial extracellular polymeric substances (EPSs) – Part I: Structural and ecological aspects. Water Science Technology . Volume 43, número 6, pp. 1-8. 2001.

FONSECA, A. F. Viabilidade agrônômica ambiental da disposição de efluente de esgoto tratado em um sistema solo pastagem. Tese de doutorado. 2005. Universidade de São Paulo, Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz. Piracicaba. 2005.

FORESTI, E.; ZAIAT, M.; VALLERO, M. Anaerobic processes as the core technology for sustainable domestic wastewater treatment. Review in Environmental Science and Biotechnology. Volume 5, pp. 3-19. 2006.

FUX, C.; BOEHLER, M.; PHILIPP, H.; BRUNNER, I.; SIEGRIST, H. Biological treatment of ammonium rich water by partial nitrification and subsequent anaerobic ammonium oxidation (anammox) in a pilot plant. Journal of Biotechnology. Volume 99, pp. 295-306. 2002.

GEE, C. S.; PFEFFER, J. T.; SUIDAN, M. T. Nitrosomonas and Nitrobacter interactions in biological nitrification. Journal of Environmental Engineering. Volume 116, número 1, pp. 4-17. 1990.

GLASS, C.; SILVERSTEIN, J. Denitrification kinetics of high nitrate concentration water: pH effect on inhibition and nitrite accumulation. Water Research. Volume 32, número 3, pp. 831-839. 1998.

GUILLOTEAU, J.; LESAVRE, J.; LIENARD, A.; GENTY, P. Wastewater treatment over sand columns – Treatment yields, localization of the biomass and gas renewal. Water Science Technology. Volume 28; número 10. 1993.

HAMODA, M. F.; AL-GHUSAIN, I.; AL-MUTAIRI, N. Z. Sand filtration of wastewater for tertiary treatment and water reuse. Desalination. Número 164, pp. 203-211. 2004.

HELLINGA, C.; SCHELLEN, A. A. J. C.; MULDER, J. W.; VAN LOOSDRECHT, M. C. M.; HEIJNEN, J. J. The SHARON process: an innovative method for nitrogen removal from ammonium rich waste water. Water Science and Technology. Volume 37, número 9, pp. 135-142. 1998.

HENZE, M.; HARREMOES, P.; JANSEN, J. L. C.; ARVIN, E. Wastewater Treatment. 2^a Edição. 1997.

HER, J.; HUANG, J. Influences of carbon source and C/N ratio on nitrate/nitrite denitrification and carbon breakthrough. Bioresource Technology. Volume 54, pp. 45-51. 1995.

HESPANHOL, I. Potencial de reúso de água no Brasil: agricultura, indústria, municípios, recarga de aquíferos. Bahia Análise & Dados, Salvador. Volume 13, número especial, pp. 411-437. 2003.

HOBSON, P. N.; WHEATLEY, A. D. Anaerobic digestion. Modern theory and practice. Elsevier Applied Science. 1993.

HOLMAN, J. B.; WAREHAM, D. G. COD, ammonia and dissolved oxygen time profiles in the simultaneous nitrification/denitrification process. Biochemical Engineering Journal. Volume 22, pp. 125-133. 2005.

HOUBRON, E.; TORRIJOS, M.; CAPDEVILLE, B. An alternative use of biogas applied in water denitrification. *Water Science and Technology*. Volume 40, número 8, pp. 115-122. 1999.

IBGE. INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Pesquisa Nacional de Saneamento Básico. Rio de Janeiro. 2000.

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

JENICEK, P.; SVEHIA, P.; ZABRANSKA, J.; DOHANYOS, M. Factors affecting nitrogen removal by nitrification/denitrification. *Water Science and Technology*. Volume 49, número 5-6, pp. 73-79. 2004.

JOKELA, J. P.; KETTUNEN, R. H.; SORMUNEN, K. M.; RINTALA, R. M. Biological nitrogen removal from municipal landfill leachate: low-cost nitrification in biofilters and laboratory scale in-situ denitrification. *Water Research*. Volume 36, Número 16, pp. 4079-4087. 2002

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. A. Tratamento de esgotos domésticos. 3ª edição. Rio de Janeiro, ABES. 2005.

KANG, Y. W. Biological treatment of turkey processing wastewater with sand filtration. Tese de Mestrado. The Ohio State University. 2004.

KHIN, T.; ANNACHHATRE, A. Novel microbial nitrogen removal processes. *Biotechnology Advanced*. Volume 22, pp. 519-532. 2004.

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

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

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

LEE, N. M.; WELANDER, T. The effect of different carbon sources on respiratory denitrification in biological wastewater treatment. *Journal of Fermentation and Bioengineering*. Volume 82, número 3, pp. 277-285. 1996.

LEENEN, E. J. T. M.; VAN BOXTEL, A. M. G. A.; ENGLUND, G.; TRAMPER, J.; WIJFFELS, R. H. Reduce temperature sensitivity of immobilized *Nitrobacter agilis* cells caused by diffusion limitation. *Enzyme and Microbial Technology*. Volume 20. 1997.

LEVENSPIEL, O. Engenharia das reações químicas. 3^a edição. Editora Edgard Blucher Ltda. 2000.

LIDE, R. C. Handbook of Chemistry and Physics. 88^a edição. CRC. 2008.

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

MANCUSO, P. C. S.; SANTOS, H. F. Reúso de água. Editora Manole Ltda. 2003.

MATSUMURA, M. I.; YAMAMOTO, T. I.; WANG, P. I. Rapid nitrification with immobilized cell using macro-porous cellulose carrier. *Water Research*. Volume 31, número 5, pp. 1027-1034. 1997.

MÉNORET, C.; BOUTIN, C.; LIÉNARD, A.; BRISSAUD, F. Use of recycling through medium size granular filters to treat small food processing industry effluents. *Water Science Technology*. Volume 45, número 12, pp. 225-232. 2002.

METCALF e EDDY. Wastewater engineering, treatment, disposal and reuse. 4ª edição. Nova Iorque: McGraw - Hill, International Editions. 2003.

MORRILL, A.B. Sedimentation basin research and design. Journal American Water Works Association. Volume 24, pp. 1442-1463. 1932.

MICHELS, C. J. System suited for small communities. Water Environmental e Technology. Volume 7, número 8, pp. 45-48. 1996.

MUNCH, E. V.; LANT, P.; KELLER, J. Simultaneous nitrification and denitrification in bench scale sequencing batch reactors. Water Resource. Volume 30, número 2, pp. 277-284. 1996.

NBR 7229 – Projeto, construção e operação de tanques sépticos. São Paulo, ABNT. 1993.

NBR 6502 - Rochas e solos – Análise granulométrica conjunta. São Paulo, ABNT. 1995.

NBR 13969 - Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto, construção e operação. São Paulo, ABNT. 1997.

NBR 7211. Agregado para concreto – Especificação. São Paulo, ABNT. 2004.

NIELSEN, J.; LYNGGAARD-JENSEN, A.; HASLING, A. Purification efficiency of Danish biological sand filter systems. Water Science Technology. Volume 28, número 10. 1993.

OMS - ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE. Guidelines for the safe use of wastewater and excreta in agriculture and aquaculture. OMS, Genebra. 1989.

OMS - ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE. Nitrate and nitrite in drinking-water - Background document for development of WHO Guidelines for drinking-water quality. Genebra. 1998.

OMS - ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE. Guidelines for the microbiological quality of treated wastewater used in agriculture: recommendations for revising WHO guidelines. Bulletin of World Health Organization. Volume 78, número 9. Genebra. 2000.

OTTE, S.; GROBBEN, N. G.; ROBERTSON, L. A.; JETTEN, M. S. M.; KUENEN, J. G. Nitrous oxide production by *alcaligenes faecalis* under transient and dynamic aerobic and anaerobic conditions. Applied and Environmental Microbiology. Volume 62, número 7, pp. 2421–2426. 1996.

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, Número 18, pp. 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. Número 18, pp. 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. Número 18, pp. 463–467. 1989c.

PELL, M; LJUNGGREN, H. Composition of the bacterial population in sand-filter columns receiving artificial wastewater, evaluated by soft independent modelling of class analogy (SIMCA). Volume 30, número 10, pp. 2479-2487. 1996.

PILUK, R. J.; BYERS, B. R. Small Recirculating Filters for Nitrogen Reduction. Journal of Environmental Health. Volume 64, pp.15-19. 2001

POCHANA, K; KELLER, J. Study of factors affecting simultaneous nitrification and denitrification (SND). Water Science and Technology. Volume 39, número 6, pp. 61-68. 1999.

POCHANA, K; KELLER, J.; LANT, P. Model development for simultaneous nitrification and denitrification. *Water Science and Technology*. Volume 39, número 1, pp. 235-243. 1999.

PORTARIA 518. MINISTÉRIO DA SAÚDE. Estabelece os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade, e dá outras providências. Secretaria de Vigilância em Saúde. Brasília. Editora do Ministério da Saúde. 2004.

PROCHASKA, C. A.; ZOUBOULIS, A. I. Performance of intermittently operated sand filters: a comparable study, treating wastewater of different origins. *Water, Air, and Soil Pollution*. Número 147, pp. 367-388. 2003.

PROSAB – Programa de pesquisa em saneamento básico. Disponível em: <http://www.finep.gov.br/prosab/index.html>. Acesso em: 23 outubro de 2007, 14:21:00.

REYNOLDS, T. D.; RICHARDS, P. A. Unit operations and processes in environmental engineering. PWS Publishing Company. 2ª Edição. 1996.

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

RIPLEY, L. E.; BOYLE, W. C.; CONVERSR, J. C. Improved alkalimetric monitoring for anaerobic digestion of high-strength wastes. *Journal of Water Pollution Control Federation*. Volume 58, número 5, pp. 406-411. 1986.

RODGERS, M.; HEALY, M. G.; MULQUEEN, J. Organic carbon removal and nitrification of high strength wastewaters using stratified sand filters. *Water Research*. Volume 39, Número, 14, pp. 3279-3286. 2005.

RUIZ, G.; JEISON, D.; RUBILAR, O.; CUIUDAD, G.; CHAMY, R. Nitrification-denitrification via nitrite accumulation for nitrogen removal from wastewater. *Bioresource Technology*. Volume 97, pp. 330-335. 2006.

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. São Carlos, São Paulo. 2000.

SANTOS, S. G.; VARESCHE, M. B. A.; ZAIAT, M.; FORESTI, E. Comparison os methanol, ethanol and methane as electron donors for denitrification. *Environmental Engineering Science*. Volume 21, número 3, pp 313-320. 2004.

SÉLAS, B.; LAKEL, A.; ANDRES, Y.; LE CLOIREC, P. Wastewater reuse in onsite wastewater treatment: bacteria and virus movement in unsaturated flow through sand filter. *Water Science Technology*, Volume 47, número 1, pp. 59-64. 2002.

SCHMIDT, I.; SLIEKERS, O.; SCHMID, M.; BOCK, E.; FUERST, J.; KUENEN, J. G.; JETTEN, M. S. M.; STROUS, M. New concepts of microbial treatment processes for the nitrogen removal in wastewater. *FEMS Microbiology Reviews*. Volume 27, pp. 481-492. 2003.

SETTI, A. A.; LIMA, J. E. F. W.; CHAVES, A. G. M.; PEREIRA, I. C. Introdução ao gerenciamento de recursos hídricos. ANA - Agência Nacional de Águas, Brasília. 2001.

SIEGRIST, R. L.; BOYLE, W. C. Wastewater-Induced soil clogging development. *Journal of Environmental Engineering*. Volume 113, número 3. 1987.

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

SOVIK, A. K.; KLOVE, B. Phosphorus retention processes in shell sand filter systems treating municipal wastewater. *Ecological Engineering*. Volume 25, Número 2, pp. 168-182. 2005.

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

SPEECE, R. E. Anaerobic biotechnology for industrial wastewater treatment. *Environmental Science and Technology*. Volume 17, número 9, pp. 416-427. 1983.

STEVIK, T.; AUSLAND, A, K.; G.; HANSSEN, J. Retention and removal of pathogenic bacteria in wastewater percolating through porous media: a review. *Water Research*. Volume 38, número 6, pp. 1355-1367. 2004.

SURAMPALLI, R. Y.; TYAGI, R. D.; SCHEIBLE, O. K.; HEIDMAN, J. A. Nitrification, denitrification and phosphorus removal in sequential bath reactor. *Bioresearch Technology*. Volume 61, pp. 151-157. 1997.

TONETTI, A. L.. Pós-tratamento de filtro anaeróbio por filtros de areia. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP. Dissertação de mestrado. 2004.

TONETTI, A. L.; CORAUCCI FILHO, A. L.; STEFANUTTI, R.; FIGUEIREDO, R. F.; SÃO PEDRO, C. C. O. Remoção de matéria orgânica, coliformes totais e nitrificação no tratamento de esgotos domésticos por filtros de areia. *Revista de Engenharia Sanitária e Ambiental*. Volume 10, número 3, pp. 209-218. 2005.

USEPA - UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Onsite Wastewater Treatment and Disposal System, Design Manual. Technology transfer. Cincinnati. 1980.

USEPA - UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Manual nitrogen control. Washington. 1993.

USEPA - UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Decentralized systems technology fact sheet – Recirculating sand filter. Washington. 1999.

USEPA - UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Onsite wastewater treatment manual. Technology transfer. Washington. 2002.

USEPA - UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Guidelines for water reuse. Cincinnati. 2004.

VAN HAANDEL, A. C. e LETTINGA, G. Tratamento anaeróbio de esgotos. Um manual para regiões de clima quente. 1994.

VAN HAANDEL, A.; MARAIS, G. O. Comportamento do sistema de lodos ativados. Campina Grande. 1999.

VAN BUUREN, J. C. L.; ABUSAN, A.; ZEEMAN, G.; LETTINGA, G. Primary effluent filtration in small scale installations. Water Science and Technology. Volume 39, número 5, pp. 195-202. 1999.

VAN LOOSDRECHT, M. C. M.; JETTEN, M. S. M. Microbiological conversions in nitrogen removal. Water Science and Technology. Volume 38, número 1, pp 1-7. 1998.

VAN RIJN, J.; TAL, Y.; SCHREIER, H. J. Denitrification in recirculating systems: theory and applications. Aquacultural Engineering. Volume 34, pp. 364-376. 2006.

VERSTRAETE, W.; PHILIPS, S. Nitrification-denitrification processes and technologies in new contexts. Environmental Pollution. Volume 102, pp. 717-726. 1998.

VOLCKE, E. I. P.; VAN LOOSDRECHT, M. C. M.; VANROLLEGHEM, P. A. Controlling the nitrite:ammonium ratio in a SHARON reactor in view of its coupling with Anammox process. Water Science and Technology. Volume 53, número 4 e 5, pp. 45-54. 2006.

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. Journal W.P.C.F. Volume 44, pp. 565–573. 1972.

WEBER-SHIRK, M. L.; DICK, R. I. Bacterivory by a chrysophyte in slow sand filters. Water Research. Volume 33, número 3, pp. 1350-1354. 1999.

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

WIDRIG, D. L.; PEEPLES, J. A.; MANCL, K. M. Intermittent sand filtration for domestic wastewater treatment: effects of filter depth and hydraulic parameters. Applied Engineering in Agriculture. Volume 12, número 4, pp. 451-459. 1996.

YOUNG, J. C. Factors affecting the design and performance of upflow anaerobic filter. Water Science and Technology. Volume 24, número 8, pp. 133-155. 1991.

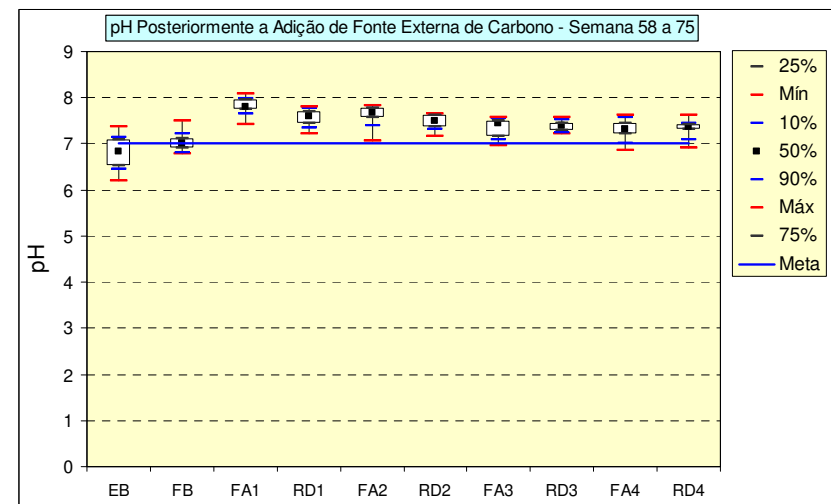
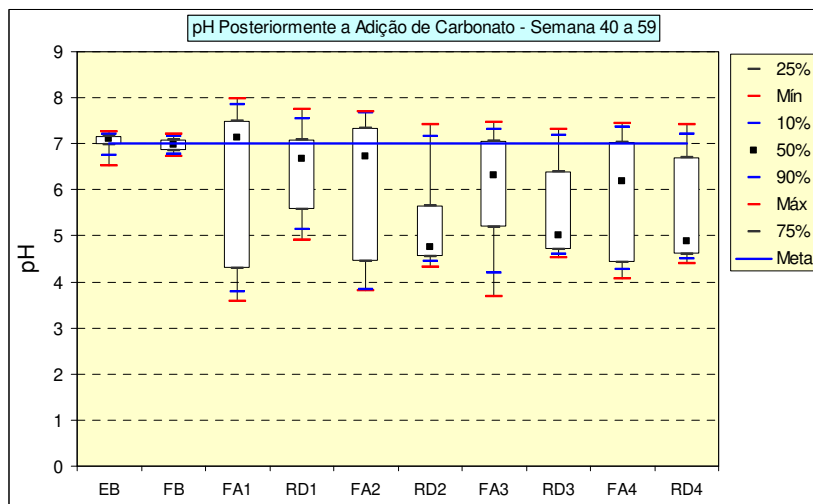
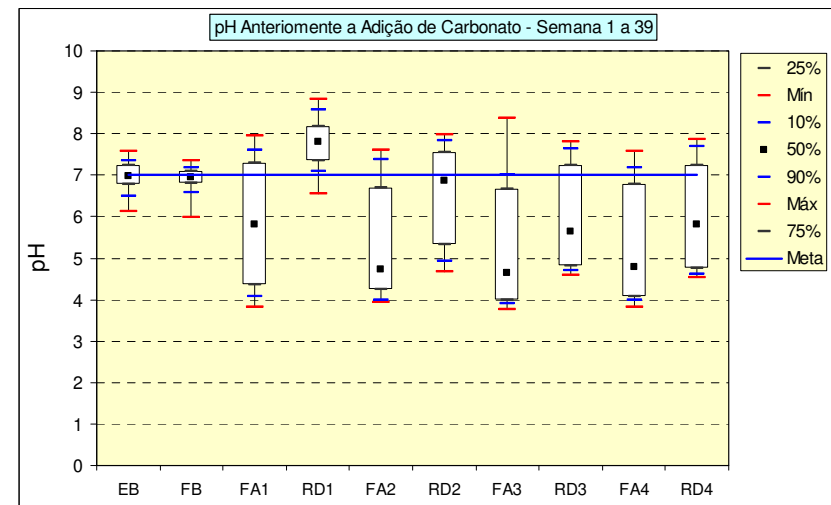
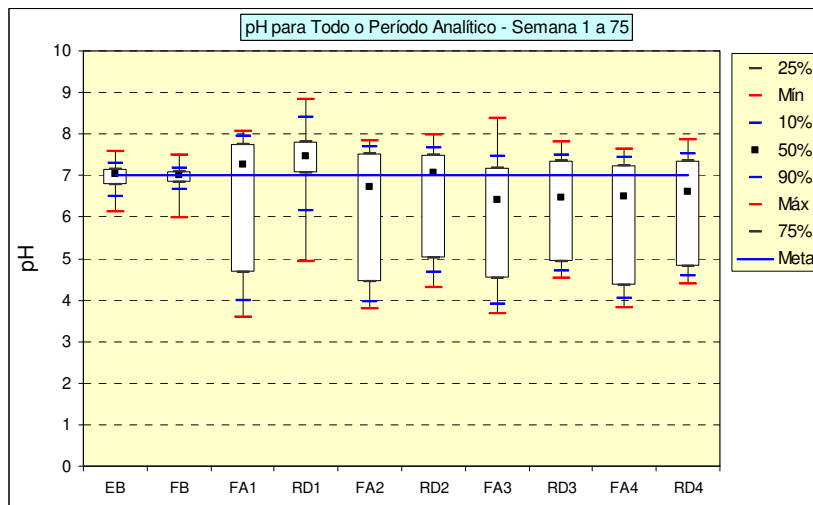
YOUNG, J. C.; McCARTY, P. L. The anaerobic filter for waste treatment. Journal of Water Pollution Control Federation. Número 41. 1969.

ZHANG, J.; HUANG, X.; LIU, C.; SHI, H; HU, H. Nitrogen removal enhanced by intermittent operation in a subsurface wastewater infiltration system. Ecological Engineering. Volume 25, pp. 419-428. 2005.

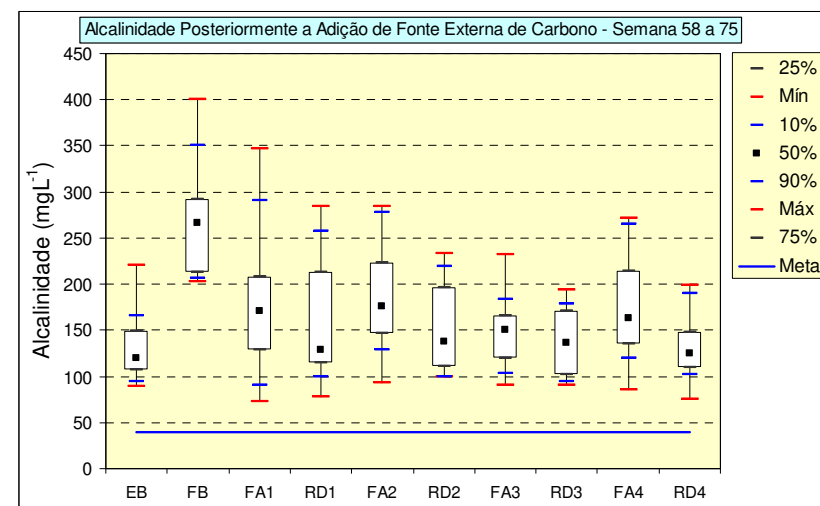
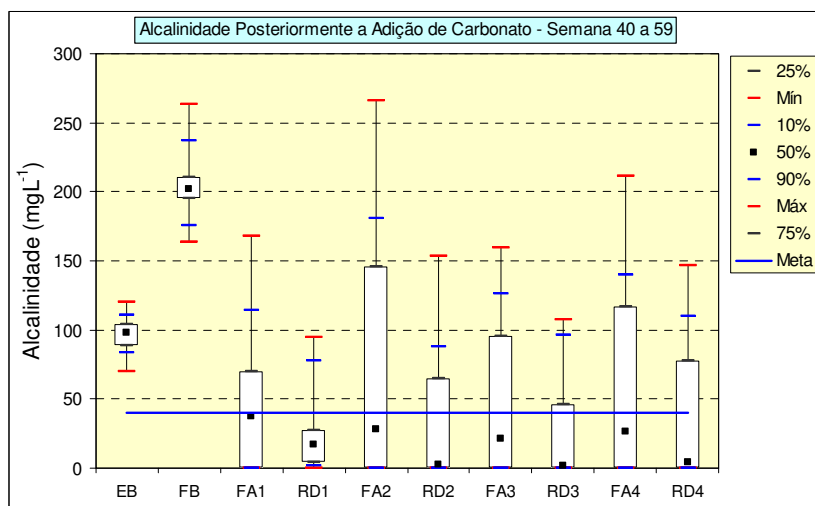
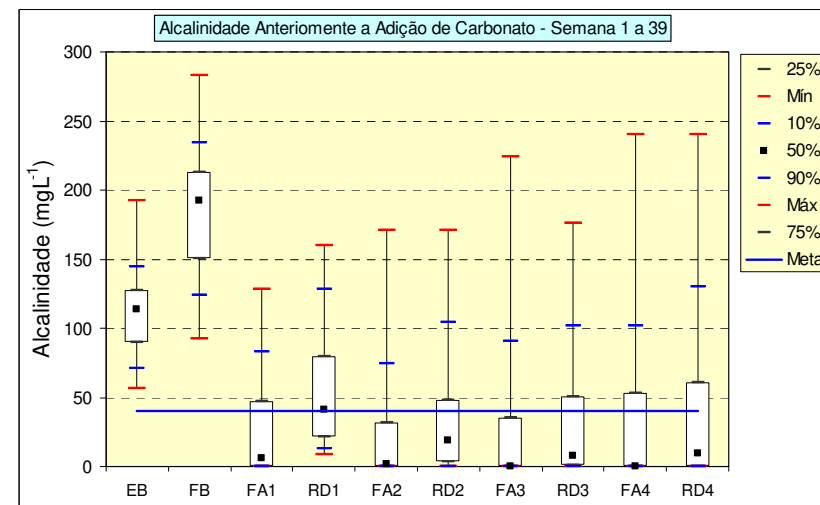
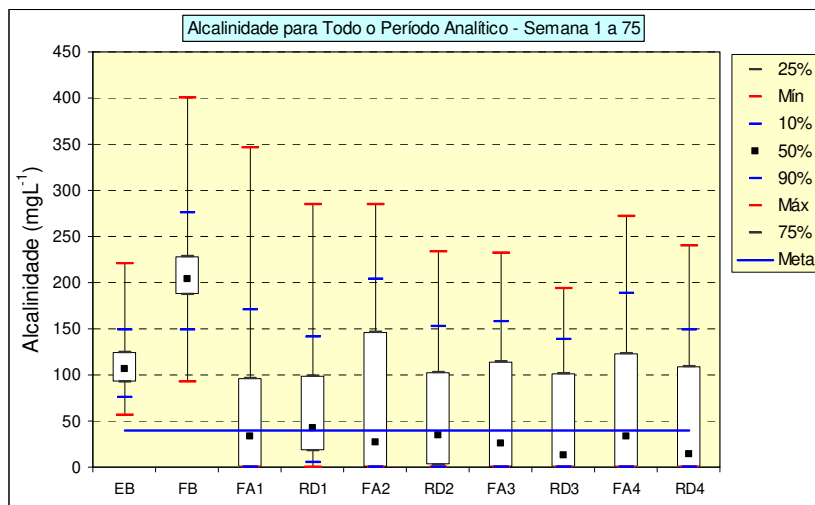
ANEXO

Nas Figuras apresentadas nas próximas páginas, estão dispostos os diagramas não exibidos na discussão dos respectivos itens. Para cada um dos parâmetros, tem-se um gráfico que representa os dados encontrados para todo o período analítico, outros dois para a etapa anterior e posterior a disposição do carbonato de sódio e finalmente um para os valores obtidos após o emprego do efluente anaeróbico como fonte externa de carbono.

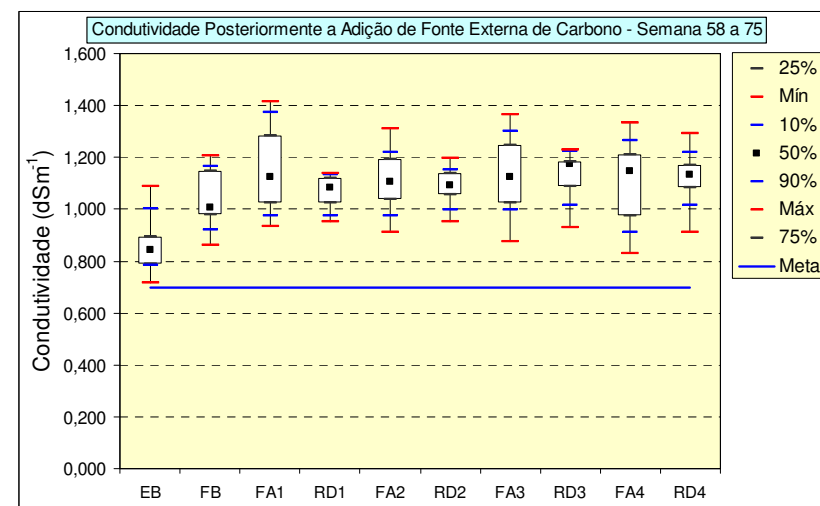
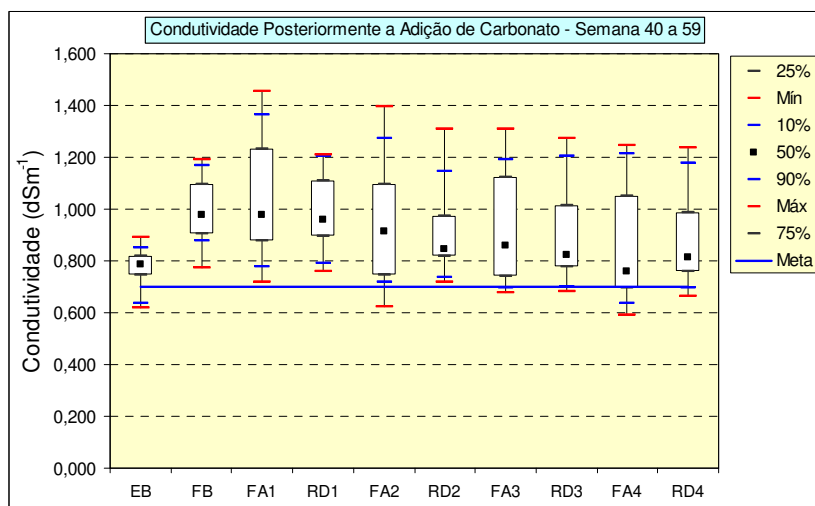
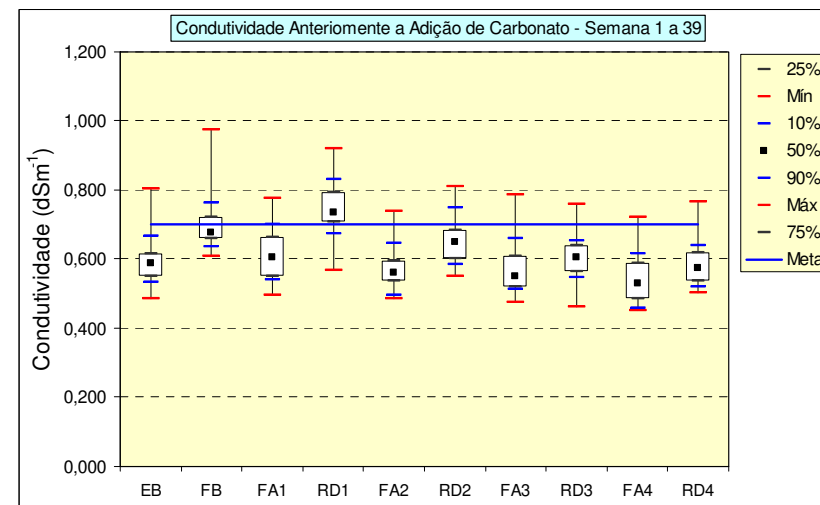
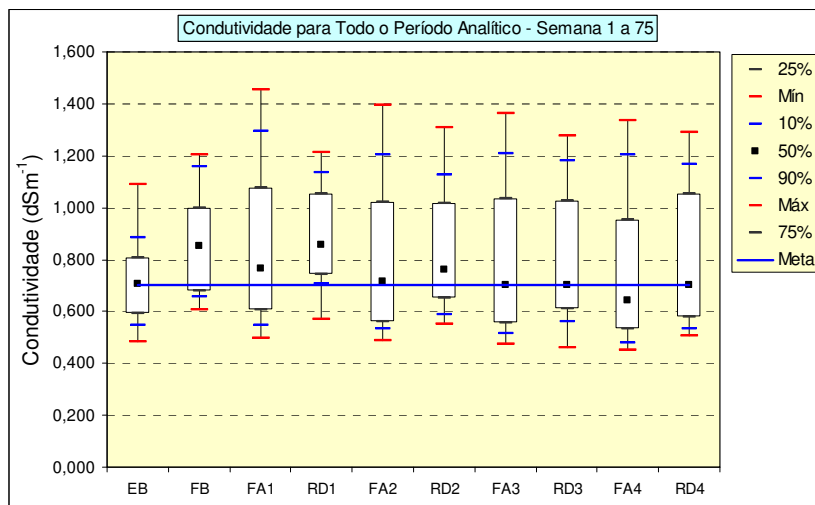
pH



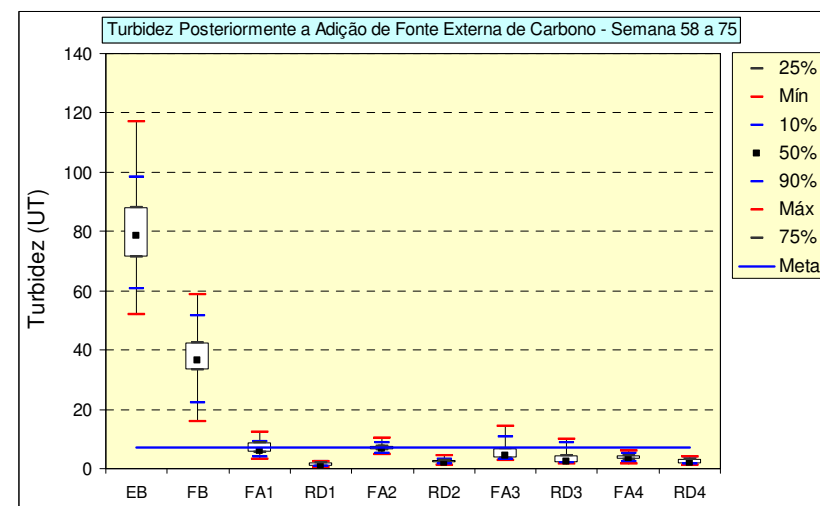
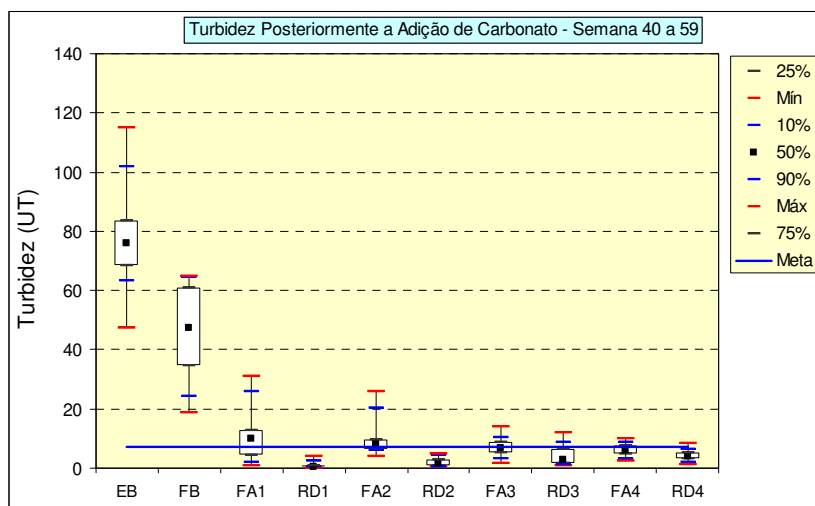
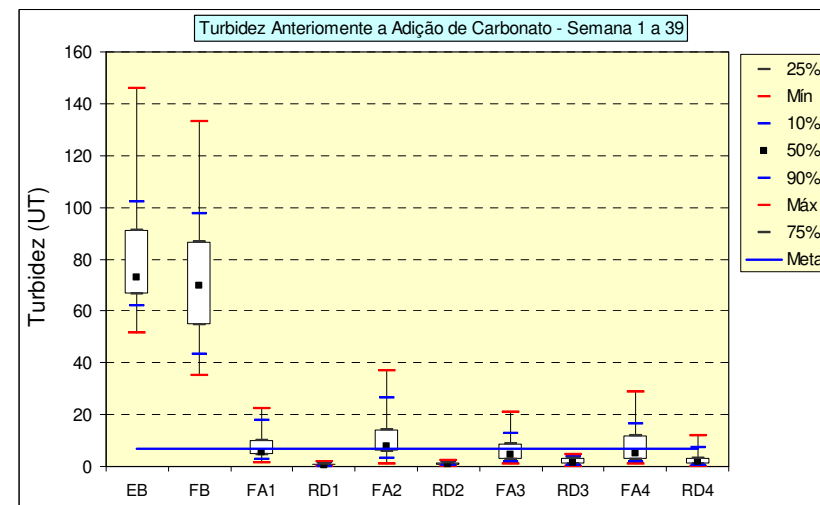
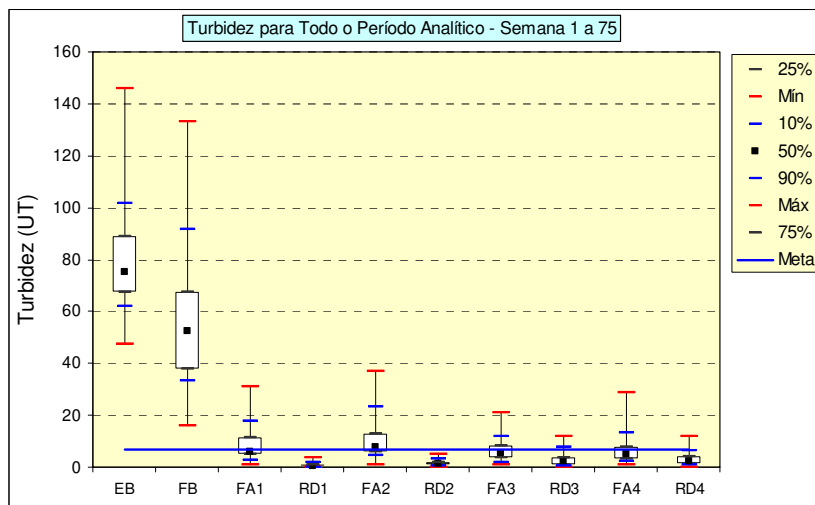
Alcalinidade



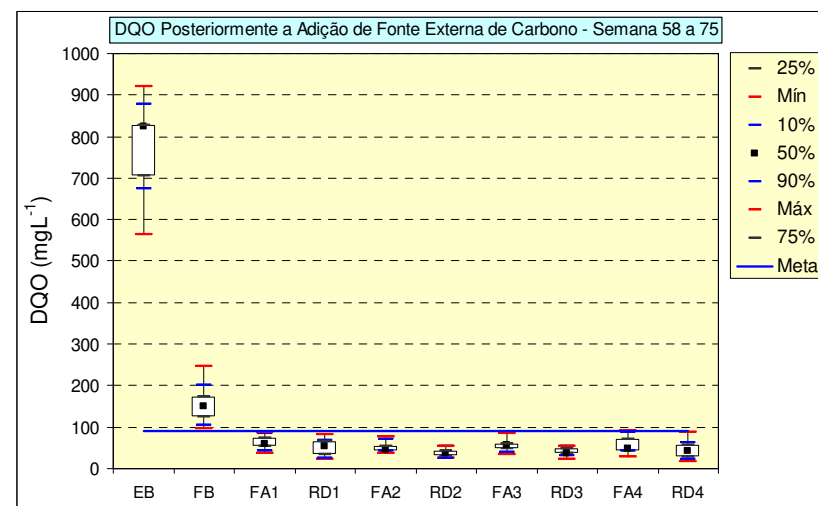
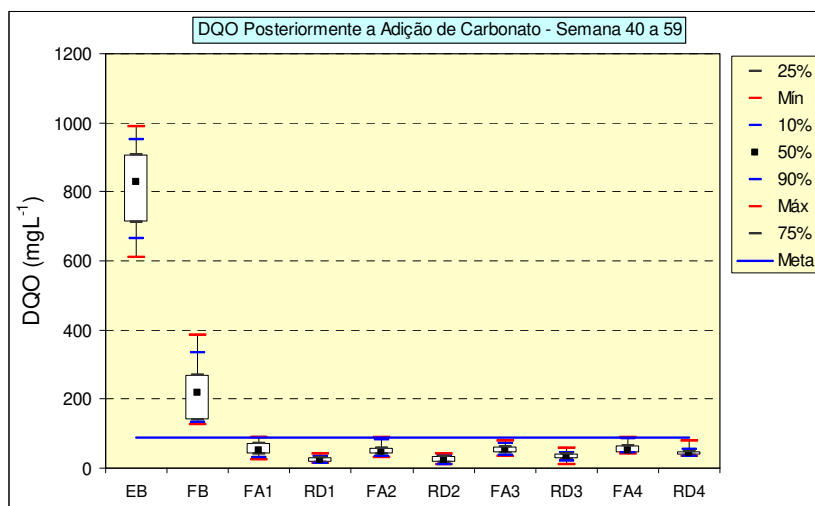
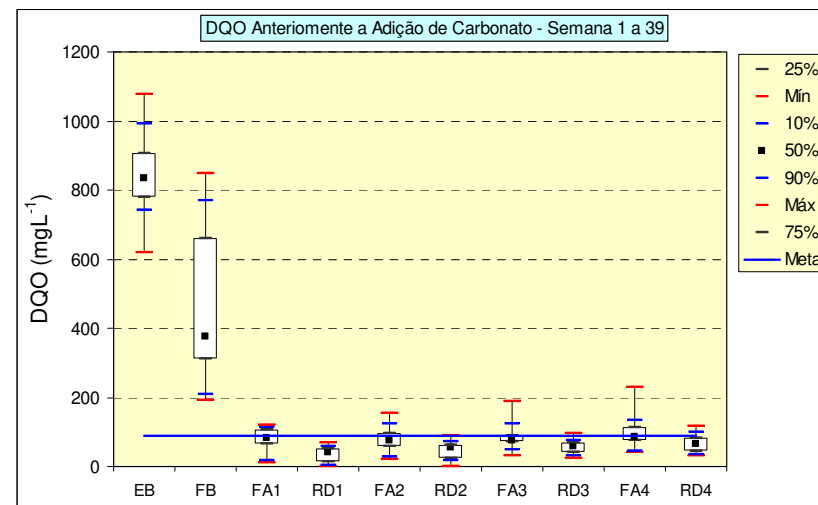
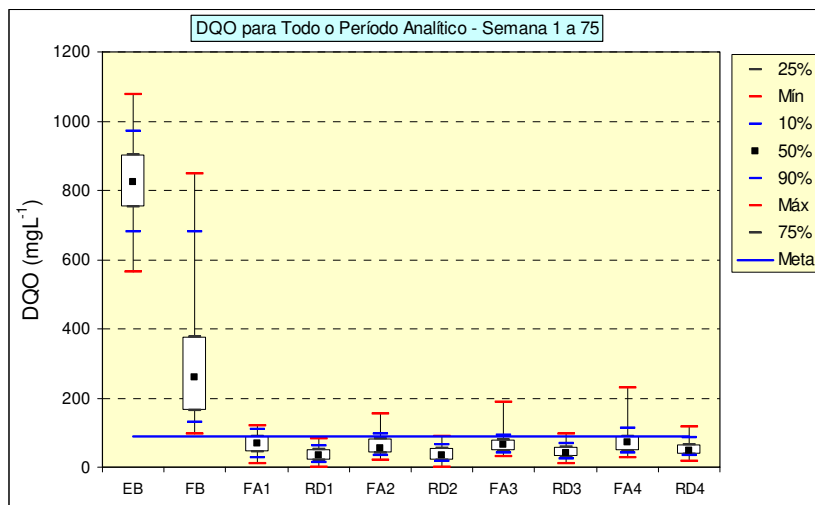
Condutividade



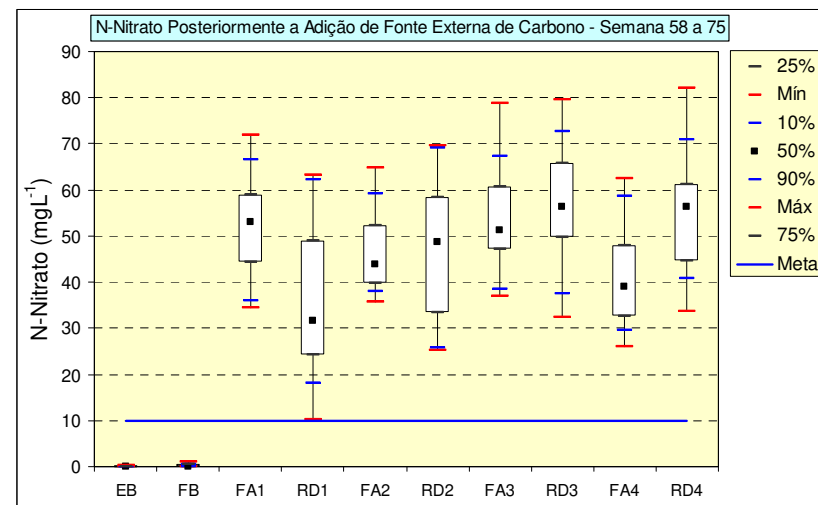
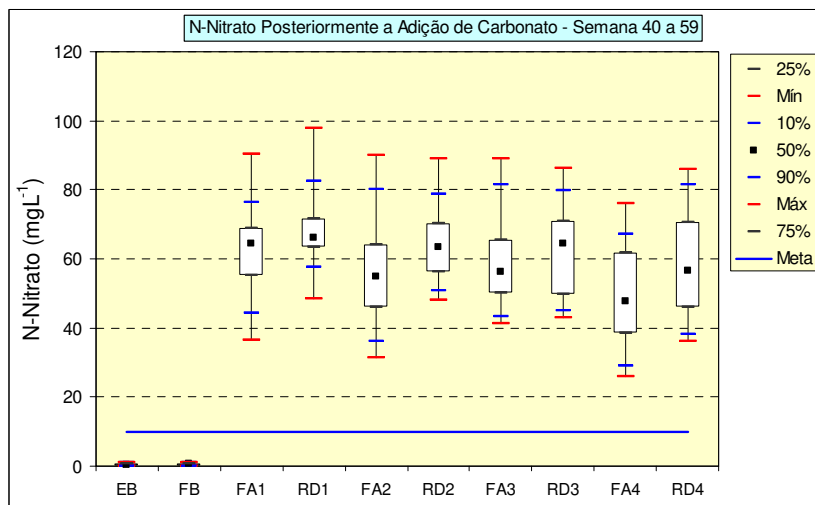
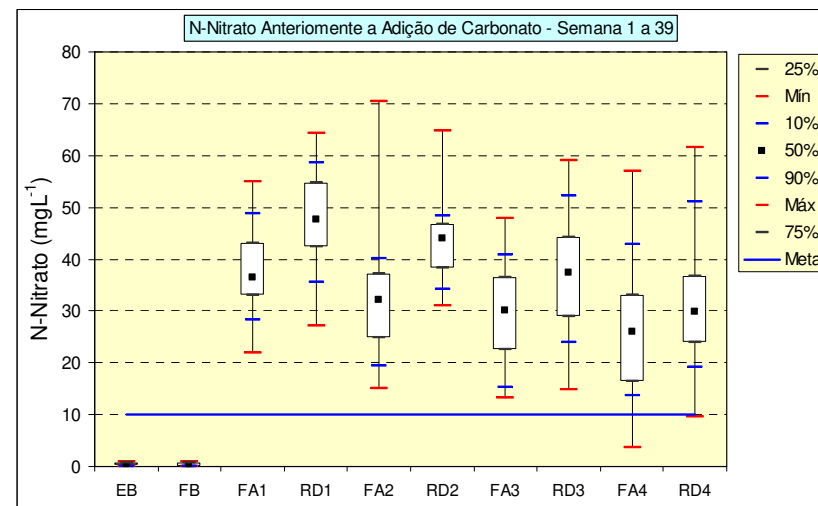
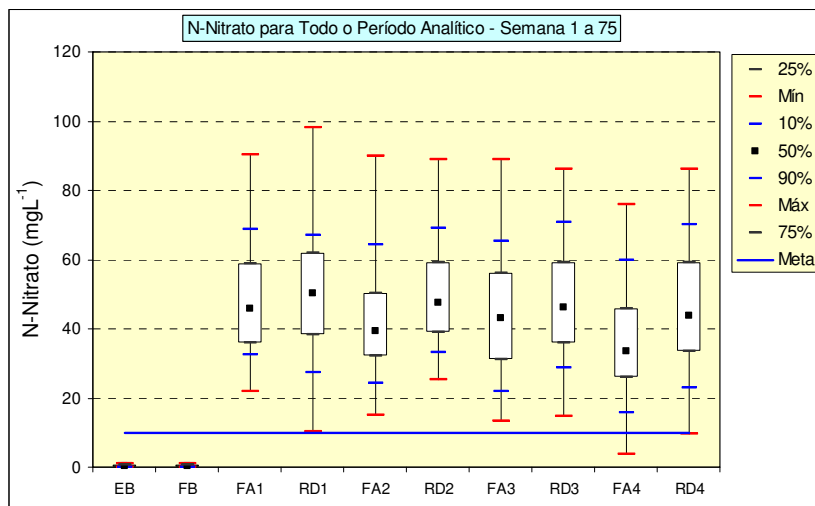
Turbidez



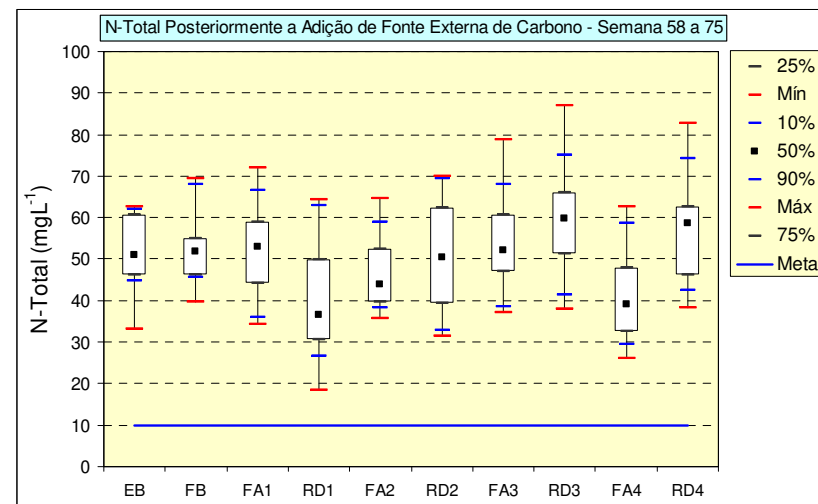
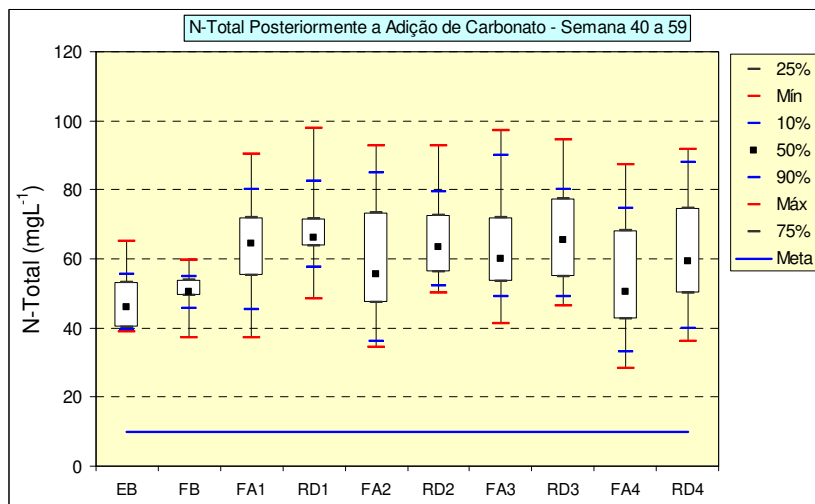
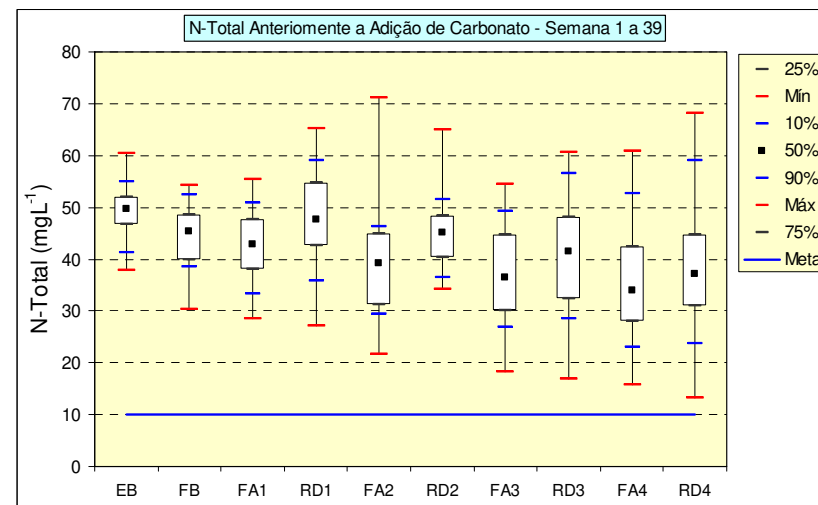
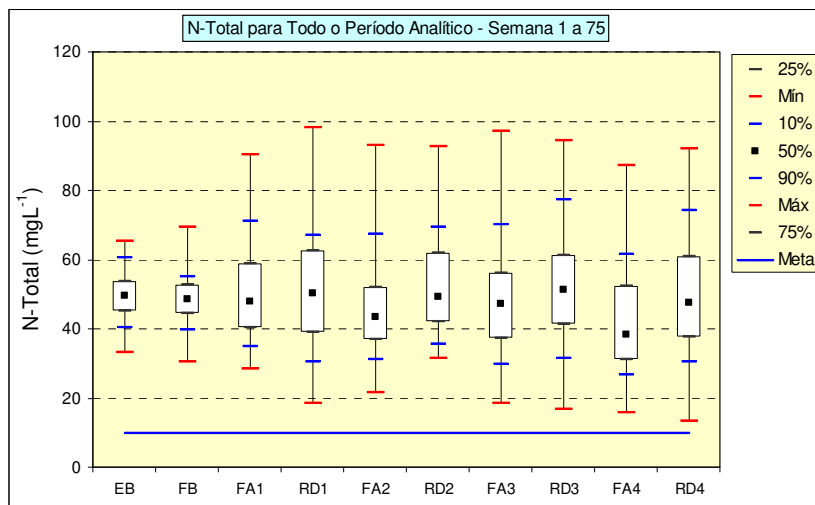
DQO



N-Nitrato



N-Total



Fósforo

