



UNICAMP

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

**TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO EM
REATOR ANAERÓBIO PREENCHIDO POR
CASCA DE COCO VERDE (*Cocos nucifera*)
COMBINADO COM FILTRO DE AREIA**

Luana Mattos de Oliveira Cruz

Campinas

2009

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

C889t Cruz, Luana Mattos de Oliveira Cruz
Tratamento de esgoto sanitário em reator anaeróbio
preenchido por casca de coco verde (cocos nucifera)
combinado com filtro de areia. / Luana Mattos de
Oliveira Cruz. --Campinas, SP: [s.n.], 2009.

Orientador: Ronaldo Stefanutti.
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo.

1. Coco. 2. Nitrificação. 3. Esgotos - Tratamento. I.
Stefanutti, Ronaldo. II. Universidade Estadual de
Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Wastewater treatment through an anaerobic filter filled up with
coco nuts (cocos nucifera) combined with sand filter.

Palavras-chave em Inglês: Coconuts, Nitrification, Wastewater treatment

Área de concentração: Saneamento e Ambiente

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Bruno Coraucci Filho, Denis Miguel Roston, Adriano Luiz
Tonetti

Data da defesa: 26/02/2009

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

**TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO EM REATOR
ANAERÓBIO PREENCHIDO POR CASCA DE COCO VERDE
(*Cocos nucifera*) COMBINADO COM FILTRO DE AREIA**

Luana Mattos de Oliveira Cruz

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. Ronaldo Stefanutti
Presidente e Orientador - Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP



Prof. Dr. Bruno Coraucci Filho
Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP



Prof. Dr. Denis Miguel Roston
Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP



Prof. Dr. Adriano Luiz Tonetti
Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP

Campinas, 26 de Fevereiro de 2009.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

Luana Mattos de Oliveira Cruz

**TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO EM REATOR
ANAERÓBIO PREENCHIDO POR CASCA DE COCO VERDE
(*Cocos nucifera*) COMBINADO COM FILTRO DE AREIA**

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

Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Stefanutti

Campinas, São Paulo, Brasil
Fevereiro de 2009

Dedico este trabalho a minha querida mãe, Jussara, por toda dedicação e compreensão e a minha família e amigos que sempre me apoiaram.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus por sempre me dar forças e saúde para que meus objetivos sejam alcançados.

À minha querida mãe, Jussara, que sempre me apoiou e me proporcionou condições para esta e tantas outras realizações em minha vida. À minha família, principalmente tias Jura e Cema, ao meu namorado Bruno e aos meus amigos, em especial, Tammy e Camila Bellatini que estiveram presentes também nesta caminhada.

Ao meu orientador, Prof^o Dr. Ronaldo Stefanutti e aos professores Dr. Bruno Coraucci Filho e Dr. Denis Miguel Roston os quais forneceram contribuições para a realização deste trabalho.

Expresso também meu grande reconhecimento pela ajuda do Dr. Adriano L. Tonetti e doutoranda Daniele Tonon e mestrando Luccas Marinho; e pelo auxílio dos alunos de iniciação científica e bolsa trabalho nas análises laboratoriais e na manutenção do projeto: Warner, Letícia, Alieth, Simone, Thalita, Jeniffer, Mônica, Débora, Lucas, Gil, Ricardo, Julyenne, Roberto e Nathan.

Ainda agradeço a FEC, a UNICAMP e aos seus funcionários que de alguma forma participaram da minha formação. Destaco o professor Dr. Edson Aparecido Abdul Nour, aos técnicos do LABSAN, Lígia Maria Domingues, Enelton Fagnani e Fernando Pena Candello, ao técnico do Laboratório de Propriedades Mecânicas da FEM, José Luis Lisboa, pela realização do ensaio de Tração e a secretária da pós-graduação Paulerman Maria da Conceição Mendes.

Igualmente sou grata ao Antônio Sérgio Spolaor e à SABESP – Unidade Franca - pela instalação da automatização do sistema de aplicação dos filtros de areia.

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

*"Temos pela frente um desafio como nunca a humanidade teve, de provar nossa maturidade e nosso domínio, não da natureza, mas de nós mesmos" Rachel Carson
Primavera Silenciosa*

RESUMO

O desenvolvimento de sistemas de tratamento de esgoto, eficientes e adaptáveis às condições econômicas e estruturais de uma região seria uma opção para diminuir o problema da escassez de água, já que o efluente poderia ser reutilizado ou descartado nos corpos hídricos. Ainda, com o esgotamento sanitário, os problemas de saúde pública e do meio ambiente seriam menos agravantes. Frente a esta situação, o objetivo deste projeto foi estudar um sistema para o tratamento de esgoto doméstico de pequenas comunidades, composto por filtros anaeróbios seguidos por filtros de areia. Avaliou-se o desempenho de dois filtros anaeróbios com fluxos ascendentes e preenchidos com cascas de coco verde (*Cocos nucifera*) e de quatro filtros de areia com espessura de 0,75m. A partida dos reatores anaeróbios foi diferente pois um deles foi inoculado. O Tempo de Detenção Hidráulico (TDH) estudado variou de 12 horas até 3 horas. Nos quatro filtros de areia foram aplicadas diferentes taxas hidráulicas (300, 400, 500 e 600 Lm⁻²dia) com a finalidade de se encontrar a capacidade limite de aplicações diárias, mantendo seu efluente com qualidade compatível a legislações brasileiras, como o CONAMA 357. A avaliação dos reatores anaeróbios, do meio suporte e das taxas de aplicação nos filtros de areia foi realizada com a análise semanal do esgoto bruto, dos efluentes anaeróbios e dos efluentes dos filtros de areia quanto a parâmetros físicos, químicos e biológicos, conforme os procedimentos do Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. Os filtros anaeróbios mostraram-se estáveis frente a mudanças do TDH e a remoção de material orgânico foi em torno de 64% evidenciando que as cascas de coco verde podem ser utilizadas como meio suporte. Os filtros de areia puderam remover cerca de 80% da matéria orgânica e dos SST e, aproximadamente, 100% da turbidez. Além disso, apresentaram grande capacidade de aeração e nitrificação, gerando um efluente com 82% de concentração de nitrato em relação à concentração de nitrogênio total. Como os resultados foram satisfatórios, comprova-se que é possível a aplicação de maiores taxas hidráulicas nos leitos de areia.

Palavras-chave: coco verde, nitrificação, tratamento de esgoto.

ABSTRACT

The development of efficient wastewater treatment systems, which are also adapted to the economic and structural conditions of a village, would be an option to decrease the lack of water problem since the effluent could be reused or discharged into receiving waters. Moreover, with wastewater system, health and environmental problems would be less frequent. For this reason, the aim of this investigation was to study a wastewater treatment system for small villages constituted by the combination of upflow anaerobic filters followed by sand filters. The performance of two upflow anaerobic reactors filled with coco nuts (*Cocos nucifera*) and four sand filters (0.75m deep) was evaluated. The anaerobic filters' starting up were different since one of them was inoculated. The hydraulic retention time (HRT), which was studied, varied from 12 to 3 hours. On the four sand filters, the anaerobic effluent was disposed in different frequencies of application (300, 400, 500 and 600 Lm⁻²dia⁻¹) in order to estipulate the diary application limit capacity to keep the effluent quality according to Brazilian laws, like CONAMA 357. To evaluate the anaerobic reactors, the support and the frequency of application on the sand filters, weekly, sewage, anaerobic and final effluent were analyzed through physical, chemical and biological parameters, according to Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. Anaerobic reactors were stable even when HRT was modified and organic material removing was around 64% showing that the coco nuts can be used as a support. The sand filters could remove about 80% of organic matter and TSS and, approximately, 100% of turbidity. Besides, these filters showed a great capacity of aeration and nitrification producing an effluent with 82% of nitrate concentration from the total nitrogen concentration. As the results were satisfactory, it can be confirmed the possible higher frequencies of application in sand filters.

Keywords: coco nuts, nitrification, wastewater treatment.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	XIII
LISTA DE TABELAS E EQUAÇÕES	XVI
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	XVII
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. OBJETIVOS.....	3
2.1 Objetivo Geral	3
2.2 Objetivos Específicos	3
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
3.1 REATORES ANAERÓBIOS.....	7
3.1.1 Temperatura.....	8
3.1.2 pH	9
3.1.3 Tempo de Detenção Hidráulica e Carga Orgânica Aplicada.....	10
3.2 Microrganismos e Etapas do Processo Anaeróbio	11
3.3 PROCESSOS ANAERÓBIOS DE ALTA TAXA.....	14
3.3.1 RETENÇÃO POR ADESÃO.....	14
3.3.2 RETENÇÃO INTERSTICIAL.....	15
3.4 REATORES ANAERÓBIOS DE LEITO FIXO	16
3.5 CONFIGURAÇÃO HÍBRIDA.....	17
3.6 MATERIAL DE ENCHIMENTO.....	18
3.7 COCO VERDE (Cocos nucifera).....	20
3.7.1 CARACTERÍSTICAS DO COCO VERDE.....	20
3.7.2 CONSUMO DO COCO VERDE.....	21
3.8 PÓS-TRATAMENTO POR FILTROS DE AREIA	22
3.8.1 FILTROS DE AREIA	23
3.8.2 APLICAÇÃO	24
3.8.3 FUNCIONAMENTO	25
3.8.4 BIOFILME NOS FILTROS DE AREIA	25
3.8.5 FATORES QUE INFLUENCIAM O TRATAMENTO	27
3.8.5.3 Aspectos Operacionais	32
3.9 NITROGÊNIO	34
3.9.1 NITRIFICAÇÃO.....	35
4. MATERIAL E MÉTODOS	39
4.1 ORIGEM DO AFLUENTE.....	39
4.2 ASPECTOS CONSTRUTIVOS.....	41
4.3 FILTROS ANAERÓBIOS	42
4.4 TESTE HIDRODINÂMICO	45

4.5 PARTIDA E ESTUDO DE DIFERENTES TEMPOS DE DETENÇÃO HIDRÁULICA	47
4.6 APLICAÇÃO DO EFLUENTE ANAERÓBIO	49
4.6.1 ADIÇÃO DO COMPOSTO ALCALINO (K ₂ CO ₃) NOS LEITOS DE AREIA	50
4.6.2 AUTOMATIZAÇÃO	51
4.7 FILTROS DE AREIA	53
4.7.1 TUBULAÇÃO DE AERAÇÃO NOS FILTROS DE AREIA	55
4.8 ASPECTOS OPERACIONAIS	56
4.8.1 Filtros anaeróbios	56
4.8.2 Filtros de Areia	56
4.9 CARACTERIZAÇÃO DA CASCA DO COCO VERDE	57
4.9.1 Ensaio de Tração	57
4.9.2 Ensaio de Volume das Cascas de Coco Verde	60
4.10 COLETA DE AMOSTRAS E ANÁLISES LABORATORIAIS	60
4.10.1 MÉTODOS ANALÍTICOS	61
4.11 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS	63
4.11.1 Análise Estatística	63
4.12 Período e Procedimentos de Projeto	63
5. RESULTADOS	65
5.1 Teste Hidrodinâmico	65
5.2 Parâmetros físicos, químicos e biológicos	69
5.2.1 Temperatura	69
5.2.2 Filtros Anaeróbios	70
5.2.3 Filtros de Areia	97
5.3 Caracterização da Casca de Coco Verde	120
5.3.1 Ensaio de Tração	120
5.3.2 Ensaio de Volume das Cascas de Coco Verde	122
5.4 Caracterização do Lodo	122
6. CONCLUSÃO	125
6.1 Teste Hidrodinâmico	125
6.2 Reatores Anaeróbios	125
6.3 Filtros de Areia	125
6.4 Caracterização da casca de coco verde	126
6.5 Caracterização do lodo	126
7. RECOMENDAÇÕES	127
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	129

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Sequências metabólicas e grupos microbianos envolvidos na digestão anaeróbia. (Fonte: Modificado de CHERNICHARO, 2007).....	13
Figura 3.2: Representação da retenção por adesão (Fonte: Modificado de CHERNICHARO,2007).....	15
Figura 3.3: Representação da retenção intersticial (Fonte: Modificado de CHERNICHARO,2007).....	16
Figura 3.4: Esquema de um filtro anaeróbio de fluxo ascendente (Fonte: TONETTI, 2008).....	17
Figura 4.1: Vista geral da área de pesquisa instalada no Campus da UNICAMP, Campinas.....	39
Figura 4.2 : Recipiente utilizado para armazenamento e captação do esgoto.	40
Figura 4.3: Canal utilizado para instalação de.....	40
Figura 4.5: Grade suporte de bambu, instalada no	43
Figura 4.6 : Detalhe dos pedaços de coco verde.....	43
Figura 4.7: Esquema do reator anaeróbio com recheio de coco verde.	44
Figura 4.8: Vista frontal do reator anaeróbio com recheio de coco verde.	44
Figura 4.9: Esquema da leitura dos dados de condutividade dos filtros anaeróbios pela Análise em Fluxo (Tonetti,2008).....	46
Figura 4.10 : Gráfico de concentração versus altura dos picos das soluções padrões de NaCl. ...	47
Figura 4.11: Válvula de aplicação do composto alcalino.....	51
Figura 4.12: Detalhe da bomba que recalca efluente anaeróbio para filtros de areia.	51
Figura 4.13: Esquema do controlador lógico programável.	52
Figura 4.14: Placa de distribuição do efluente anaeróbio sobre o leito de areia.	53
Figura 4.15: Esquema dos filtros de areia. (Fonte: TONETTI,2008).....	54
Figura 4.16: Amostras de casca de coco úmidas e secas.....	57
Figura 4.17: Detalhe da preparação do ensaio de tração com as fibras da casca de coco verde no servohidráulico para ensaios mecânicos (Modelo: 810-TestStarII, Fabricante: MTS - Material Testing System)..	58
Figura 4.18: Detalhe da medição do diâmetro do conjunto de fibras da casca de coco verde, com paquímetro.	59
Figura 5.1: Relação entre a concentração de cloreto de sódio para o efluente do filtro anaeróbio com recheio de casca de coco verde (FC1) e o tempo do experimento.....	65
Figura 5.2: Distribuição normalizada do tempo de residência $E(t)$ e da concentração acumulativa de traçador que deixa o reator $F(t)$ em função do tempo do experimento.....	67
Figura 5.3: Representação da temperatura ambiente e do leito de areia em função das semanas de coleta.....	69
Figura 5.4: Gráficos Box-Plot dos Valores da temperatura Ambiente e do Leito de Areia.....	70
Figura 5.5: Representação da variação do pH em função das semanas de coleta do esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).	71
Figura 5.6: Gráficos Box-Plot dos valores de pH das amostras EB, FC1 e FC2.	71
Figura 5.7: Representação da variação da Alcalinidade Total e Parcial em função das semanas de coleta do esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).....	73
Figura 5.8: Relação AI/AP em função das semanas de coleta do esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).....	75

Figura 5.9: Representação da variação da concentração de Ácidos Graxos Voláteis (AGV) em função das semanas de coleta do esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).	76
Figura 5.10: Gráficos Box-Plot da concentração de AGV para as amostras EB, FC1 e FC2.	77
Figura 5.11: Resultados da determinação da Turbidez em função das semanas de coleta do esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).	78
Figura 5.12: Gráficos Box-Plot da Turbidez das amostras de EB e dos efluentes de FC1 e FC2 nos diferentes TDH.	78
Figura 5.13: Resultados da Condutividade em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).	80
Figura 5.14: Gráficos Box-Plot da Condutividade das amostras EB, FC1 e FC2.	80
Figura 5.15: Resultados da Concentração de OD em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).	81
Figura 5.16: Gráficos Box-Plot da Concentração de OD nas amostras EB, FC1 e FC2.	82
Figura 5.17: Gráficos Box-Plot da Concentração de SST das amostras EB, FC1 e FC2 nos diferentes TDH e o limite máximo mensal permitido para lançamento em corpos hídricos.	83
Figura 5.18: Valores da Demanda Química de Oxigênio obtidos em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).	85
Figura 5.19: Gráficos Box-Plot da concentração da DQO das amostras de EB e dos efluentes de FC1 e FC2 durante os diferentes TDH.	85
Figura 5.20: Gráficos Box-Plot da concentração da DQO filtrada em $\text{mgO}_2\text{L}^{-1}$ das amostras EB, FC1 e FC2.	88
Figura 5.21: Representação da variação de Demanda Bioquímica de Oxigênio em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).	89
Figura 5.22: Gráficos Box-Plot da concentração da DBO em $\text{mgO}_2\text{L}^{-1}$ das amostras EB, FC1 e FC2 e o limite máximo permitido para o lançamento em corpos hídricos.	89
Figura 5.23: Representação da variação de Carbono Orgânico Dissolvido em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).	91
Figura 5.24: Gráficos Box-Plot da concentração do COD das amostras EB, FC1 e FC2.	92
Figura 5.25: Gráficos Box-Plot da concentração de Fósforo nas amostras EB, FC1 e FC2.	93
Figura 5.26: Representação da variação da Concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).	94
Figura 5.27: Gráficos Box-Plot da concentração de N-Amoniacal e N-Orgânico das amostras EB, FC1 e FC2.	95
Figura 5.28: Representação da variação de pH em função dos dias de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluente anaeróbio (Anaeróbio) e dos efluentes dos filtros de areia (FA1, FA2, FA3 e FA4).	98
Figura 5.29: Gráficos Box-Plot da Alcalinidade Total e Parcial das amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4.	98
Figura 5.30: Gráficos Box-Plot da Turbidez das amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4.	100
Figura 5.31: Representação da variação da Condutividade em função dos dias de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluente anaeróbio (Anaeróbio) e dos efluentes dos filtros de areia (FA1, FA2, FA3 e FA4).	102

Figura 5.32: Gráficos Box-Plot da Condutividade das amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4.	103
Figura 5.33: Gráficos Box-Plot da Concentração de Oxigênio Dissolvido nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4 e limite máximo permitido para lançamento em corpos hídricos.	104
Figura 5.34: Gráficos Box-Plot da Concentração de Sólidos Suspenso Totais nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4 e limite máximo permitido mensal e diário para lançamento em corpos hídricos.	105
Figura 5.35: Gráficos Box-Plot da DQObruta nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4 e limite máximo permitido para o lançamento em corpos hídricos.....	109
Figura 5.36: Gráficos Box-Plot da Demanda Bioquímica de Oxigênio nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4 e limite máximo permitido para o lançamento em corpos hídricos.	110
Figura 5.37: Gráficos Box-Plot de Carbono Orgânico Dissolvido nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4.	112
Figura 5.38: Gráficos Box-Plot da Concentração de Fósforo nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4.	114
Figura 5.39: Concentração dos compostos nitrogenados na amostra FA4 e concentração de N-NTK nas amostras EB e Anaeróbio.....	116
Figura 5.40: Gráfico do ensaio de tração. Força (N) em função do deslocamento (mm).	121

LISTA DE TABELAS E EQUAÇÕES

Tabela 4.1: Período, em semanas, de cada TDH aplicado em cada filtro anaeróbio, FC1 e FC2.	45
Tabela 4.2: TDH em horas e a vazão correspondente em Lh^{-1}	48
Tabela 4.3: Número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro e a carga total diária aplicada.	49
Tabela 4.4: Horários de aplicação da carga de $50Lm^{-2}$ em cada filtro.	50
Tabela 4.5: Métodos empregados nos ensaios laboratoriais.	62
Tabela 5.1: Valores obtidos para os diferentes parâmetros na caracterização do filtro anaeróbio com recheio de coco verde.	68
Tabela 5.2: Médias da Alcalinidade Parcial e Total das amostras de Esgoto Bruto e dos afluentes anaeróbios (FC1 e FC2) em $mgCaCO_3L^{-1}$.	74
Tabela 5.3: Valor médio de Sólidos Suspensos Totais encontrados nas amostras EB, FC1 e FC2 e Porcentagem de Sólidos Suspensos Voláteis e Sólidos Suspensos Fixos em relação a esta média.	84
Tabela 5.4: Médias dos compostos nitrogenados encontradas nas amostras EB, FC1 e FC2.	96
Tabela 5.5: Semanas de Operação e taxas de aplicação diárias para cada filtro de areia durante o período de aplicação manual.	97
Tabela 5.6: Médias da Alcalinidade Parcial e Total dos efluentes dos filtros de areia.	100
Tabela 5.7: Média de Turbidez das amostras e a porcentagem de remoção após a passagem pelo tratamento.	101
Tabela 5.8: Média de Sólidos Suspensos Totais nas amostras, percentual de remoção alcançado pelo tratamento e porcentagem de Sólidos Suspensos Voláteis e Sólidos Suspensos Fixos em relação a esta média.	106
Tabela 5.9: Médias dos resultados de Demanda Química de Oxigênio bruta e de Filtrada, porcentagem de remoção após os tratamentos e percentual de Demanda Química de Oxigênio filtrada em relação a Demanda Química de Oxigênio bruta.	107
Tabela 5.10: Médias de DBO, porcentagem de remoção após os tratamentos e carga média aplicada e depurada.	110
Tabela 5.11: Médias de COD e percentual de remoção após tratamentos.	112
Tabela 5.12: Concentrações médias dos compostos nitrogenados das amostras e porcentagem de nitrato em relação ao efluente final.	115
Tabela 5.13: Médias das concentrações de Coliformes Totais e Termotolerantes.	118
Tabela 5.14: Valores médios dos resultados do ensaio de Tração.	120
Tabela 5.15: pH, série de sólidos e IVL dos lodos para inóculo, do reator FC1 e de FC2.	123
Equação 4.4.1: Tração em MPa.	59
Equação 4.4.2: Porcentagem de deformação.	59
Equação 5.1: Quantidade do traçador que saiu do reator FC1 através do cálculo da área sob a curva.	66
Equação 5.2: tempo médio de residência derivado da curva do traçador.	66
Equação 5.3: Percentual acumulativo.	67

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A	Área
ABES	Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AGV	Ácidos graxos voláteis
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	Concentração de traçador no tempo t
CAISM	Centro de Assistência Integral à Saúde da Mulher
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CD	Coeficiente de Desuniformidade
CECOM	Centro de Saúde da Comunidade
CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
C_i	Concentração de traçador no tempo na i ésima medição
Cm	Centímetro
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CONSEMA	Conselho Estadual do Meio Ambiente
COD	Carbono Orgânico Dissolvido
CP	Corpo de prova
COPAM	Conselho de Política Ambiental

COT	Carbono orgânico Total
CTe	Coliformes Termotolerantes
CTo	Coliformes Totais
Cu	Coeficiente de Uniformidade
CV	Coeficiente de Vazios
%D	Porcentagem de deformação
D10	Diâmetro Efetivo
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
<i>di</i>	Comprimento inicial do corpo
<i>df</i>	Deslocamento em mm até a ruptura do CP
DQO	Demanda Química de Oxigênio
E(t)	Distribuição normalizada do tempo de residência
EB	Esgoto Bruto
<i>E. coli</i>	Echericha Coli
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
F(t)	Curva do percentual acumulativo
FA1	Primeiro filtro de areia
FA2	Segundo filtro de areia
FA3	Terceiro filtro de areia
FA4	Quarto filtro de areia
FAO	Organização das Nações Unidas para a Agricultura e Alimentação
FAPESP	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
FC1	Filtro Anaeróbico com eecheio de casca de coco verde 1
FC2	Filtro Anaeróbico com recheio de casca de coco verde 2
FEAGRI	Faculdade de Engenharia Agrícola

FEC	Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo
FEM	Faculdade de Engenharia Mecânica
θH	Tempo de detenção teórico
HRT	Hydraulic retention time
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDM	Índice de Dispersão de Morril
IVL	Índice volumétrico do lodo
Kg	Kilograma
L	Litro
LABSAN	Laboratório de Saneamento da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP
LABPRO	Laboratório de Protótipos Aplicados ao Tratamento de Águas e Efluentes
m	Metro
mg	miligramas
min	minutos
mL	mililitros
mm	milímetros
MTS	Material testing system
MPa	Mega Pascal
N	Newton
NBR	Norma Técnica Brasileira
NMP	Número mais provável
N-NTK	Nitrogênio Total Kjeldahl
OD	Oxigênio dissolvido
OMS	Organização Mundial da Saúde

PROSAB	Programa de Pesquisas em Saneamento Básico
SABESP	Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo
SS	Sólidos suspensos
SSF	Sólidos suspensos fixos
SST	Sólidos suspensos totais
SSV	Sólidos suspensos voláteis
t	Tempo
\bar{t}	Tempo médio de residência derivado da curva do traçador,
Δt_i	Incremento de tempo para medição de C_i
t_i	Tempo na i ésima medição
TDH	Tempo de Detenção Hidráulica
t_p	tempo de surgimento do pico de concentração
UNICAMP	Universidade Estadual de Campinas
USEPA	United States Environmental Protection Agency
UT	Unidade de Turbidez
WEF	Water Environment Federation

1. INTRODUÇÃO

A água, como recurso hídrico, só mais recentemente vem sendo vista, ainda que não por todos, como um recurso finito e vulnerável. Atualmente, quase metade da população mundial já enfrenta problemas de escassez de água, principalmente no que se refere às de origem superficiais. Esta problemática pode representar obstáculo ao desenvolvimento das cidades e à qualidade de vida.

Um ponto central na discussão do uso dos recursos hídricos refere-se à busca de alternativas para seu melhor aproveitamento, onde a questão das águas residuárias tem papel relevante visto que a falta de esgotamento sanitário acarreta problemas à saúde pública e ao meio ambiente. Os problemas tornam-se mais agravantes em áreas rurais e periféricas das grandes cidades onde há grande deficiência nos sistemas de tratamento de águas de abastecimento e de águas residuárias o que mantém a população local a mercê da contaminação por diversas doenças de veiculação hídrica.

Portanto, é necessário o desenvolvimento de pesquisas em sistemas de tratamento eficientes e com manutenção e operação simplificada para que seja possível a acessibilidade dos grupos sociais menos favorecidos e que garanta a sustentabilidade econômica e ambiental.

Tendo isso em vista, desde 1996, muitas pesquisas têm sido realizadas pela rede temática Prosab (2003) sendo que um dos sistemas estudado foi o tratamento de esgotos domésticos por filtros anaeróbios com recheio de anéis de bambu. Este método possui baixo custo, consome pouca energia e produz uma pequena quantidade de lodo, sendo extremamente viável para as regiões que possuem disponibilidade deste tipo de vegetação.

Entre as possibilidades de enchimento para reatores de baixo custo, a casca do coco verde (*Cocos nucifera*) pode ser uma alternativa adequada. Além disso, as características da fibra de coco, como a grande resistência à degradação, o elegem como uma boa opção para o enchimento de reatores anaeróbios.

Apesar de suas vantagens, o sistema anaeróbio deve ser visto como uma primeira etapa do processo, uma vez que não produz efluente adequado aos padrões legais de lançamento em corpos hídricos, sendo necessário um pós-tratamento que complete a remoção da matéria orgânica, dos nutrientes e de organismos patogênicos. Tonetti (2008) estudou filtros de areia como pós-tratamento e mostrou que esta tecnologia é viável até taxas de aplicação de $200 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$. Assim, caso exista a possibilidade de empregarem-se valores superiores para a taxa de aplicação diária, poderia ser construído reatores com menores dimensões, havendo uma maior economia de espaço e de materiais para a sua construção.

Deste modo, é possível a construção de um sistema de tratamento de esgoto doméstico, com manutenção e operação simplificada e que seja eficiente para a produção de efluente adequado aos padrões de lançamento e/ou ao reúso. Contribui-se, assim, com a melhoria na qualidade de vida dos moradores de pequenas comunidades, onde o saneamento é deficiente, e é possível ocorrer o emprego da água de reúso, não desperdiçando a água potável para usos não nobres.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Neste projeto foi avaliado um sistema que de tratamento de esgoto doméstico adequado a pequenas comunidades, com a finalidade de melhorar a qualidade deste, visando a sua reutilização. Estudou - se o emprego da casca de coco verde (*Cocos nucifera*) como alternativa de recheio para filtros anaeróbios e as taxas limites de aplicação no pós - tratamento de seu efluente por filtros de areia.

2.2 Objetivos Específicos

- Determinar a eficiência de tratamento do sistema composto pelos filtros anaeróbios, com casca de coco verde como meio suporte, seguidos por filtros de areia;
- Estudar e comparar a partida dos dois filtros anaeróbios com enchimento de coco verde (*Cocos nucifera*): uma partida com inóculo e outra sem;
- Avaliar a resistência à tração e o comportamento da casca do coco verde (*Cocos nucifera*) como material suporte dos filtros anaeróbios;
- Analisar a influência da diminuição gradativa de diferentes tempos de detenção hidráulica (de 12 horas a 3 horas) na eficiência dos filtros anaeróbios preenchidos com casca de coco verde (*Cocos nucifera*);
- Realizar a caracterização do lodo dos dois filtros anaeróbios quanto ao índice volumétrico do lodo (IVL), à quantidade de sólidos e ao pH;

- Avaliar a operação e as formas de manutenção do sistema e
- Avaliar o desempenho operacional dos filtros de areia quanto a parâmetros físicos, químicos e biológicos em relação às diferentes cargas de aplicação diária (300, 400, 500 e 600Lm⁻²dia) de efluente anaeróbio.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A universalização dos serviços de saneamento é um desafio que será atingido com políticas públicas sérias e com sistemas eficientes de esgotamento sanitário, os quais não tenham custos elevados de implantação e operação. As investigações de tecnologias que possibilitem a implantação destes sistemas para minorar a poluição hídrica podem ser consideradas prioritárias na preservação do meio ambiente e devem considerar a realidade econômica e social do Brasil (PEREIRA *et al*, 2001).

Para isso, alguns dos principais requisitos que devem ser observados na escolha de um sistema são (CHERNICHARO, 2007):

- Baixo custo de implantação e operação,
- Grande sustentabilidade do sistema (pouca dependência de energia, peças e equipamentos de reposição),
- Simplicidade operacional e de manutenção,
- Eficiência na remoção de poluentes como matéria orgânica, sólidos suspensos, nutrientes e patógenos;
- Índices mínimos de mecanização e
- Baixo requisito de área.

Há, basicamente, dois tipos de processos biológicos para tratar os esgotos sanitários: aeróbio e anaeróbio.

No processo biológico aeróbio, os microrganismos utilizam o oxigênio para converter a matéria carbonácea a produtos inertes, como o gás carbônico, e ocorre a liberação de energia. Alguns exemplos destes sistemas são os filtros biológicos, os lodos ativados, as lagoas aeradas e outros. Nestes, somente cerca de 40 a 50 % da matéria orgânica é convertida em CO₂ e aproximadamente de 50

a 60% do lodo excedente é incorporado na biomassa microbiana (CHERNICHARO, 2007).

O processo biológico anaeróbio converte a matéria carbonácea a uma forma mais oxidada (gás carbônico) e em outra forma mais reduzida (metano). Neste caso, como exemplo tem-se: filtros anaeróbios e leito expandido, nos quais os microrganismos crescem aderidos a um meio suporte; e reatores de manta de lodo onde o crescimento da biomassa é suspenso (METCALF e EDDY, 2005).

Diferente do sistema aeróbio, a maior parte do despejo é convertida em biogás (de 70 a 90%), o qual é removido da fase líquida e que se desprende do reator em forma gasosa e apenas uma pequena quantidade é convertida em biomassa microbiana de 5 a 15%. Além disso, este lodo é mais concentrado e tem melhores características de desidratação, assim, o custo de sua disposição final é menor, já que menos biomassa é gerada (CHERNICHARO, 2007). Segundo Speece (1996) o custo de disposição final do lodo anaeróbio, é em torno de 10% do custo de disposição do lodo descartado pelo processo aeróbio se comparado no tratamento do mesmo efluente.

Embora seja vantajosa, deve-se lembrar que na digestão anaeróbia não há grande eficiência na remoção de patogênicos e nutrientes (CHERNICHARO, 2007). Deste modo, o sistema não atende padrões de lançamento de efluentes estabelecidos por normas como a Resolução CONAMA 357 (2005), a COPAM 10 (1986), do estado de Minas Gerais, e a CONSEMA 128 (2006), do estado do Rio Grande do Sul, sendo necessário um pós-tratamento.

Outras vantagens e desvantagens estão relacionadas na Tabela 3.1:

TABELA 3.1. Vantagens e Desvantagens do sistema anaeróbio para tratamento de esgoto doméstico.

VANTAGENS	DESVANTAGENS
<ul style="list-style-type: none">- Menor produção de sólidos;- Baixo consumo de energia, apenas com a elevatória até o sistema;- Baixo custo de implantação- produção do metano (gás com teor calorífico);- Possível preservação da biomassa sem alimentação do reator por vários meses;- Aplicabilidade em pequena e grande escala.	<ul style="list-style-type: none">- Bactérias anaeróbias são susceptíveis à inibição por alguns compostos;- Necessidade de pós-tratamento;- Complexidade bioquímica e microbiológica;- Efluente tem aspecto desagradável;- Baixa remoção de nutrientes e patógenos.

3.1 REATORES ANAERÓBIOS

Os digestores anaeróbios têm sido aplicados largamente para o tratamento de resíduos sólidos, incluindo culturas agrícolas, dejetos de animais, lodos de ETE (Estação de Tratamento de Esgoto) e lixo urbano. Em relação ao tratamento de esgotos domésticos, verifica-se um enorme incremento em sua utilização devido aos fatores sócio-econômicos e ambientais favoráveis (CAVALCANTE, 2008). Segundo Collaço e Roston (2006), “sistemas naturais” (processos de tratamento de resíduos que têm como principais componentes a força gravitacional e microrganismos) como os reatores anaeróbios, possuem vantagens em relação aos tratamentos convencionais por não ser muito mecanizado, exigirem pouca manutenção, serem de fácil operação e apresentarem baixo custo de implantação e operação.

O principal objetivo do tratamento de esgotos domésticos é corrigir as suas características indesejáveis, visando adequar o seu efluente final às regras e critérios definidos pelas autoridades legislativas para que possa haver o seu uso

ou a sua disposição final sem a depredação ambiental (VAN HAANDEL e LETTINGA, 2008).

O tratamento anaeróbio consiste, basicamente, na degradação biológica de substâncias orgânicas (formada por proteínas, carboidratos e lipídeos) quando há ausência de oxigênio livre. Ao final do processo, a matéria orgânica é convertida, principalmente, a metano, dióxido de carbono e água (CAMARGO, 2000). Assim, é possível produzir um efluente com baixa concentração de material orgânico e sólidos suspensos e, ainda, conservar a concentração de nutrientes, tornando-o atrativo para a irrigação com fins produtivos, desde que resguardados os cuidados com a presença de organismos patogênicos, visto que estes são dificilmente removidos pelo processo (CAVALCANTE, 2008).

Por ser baseado no metabolismo microbiano, o processo anaeróbio é dito como sensível a mudanças repentinas nas condições do meio. Alguns dos fatores ambientais que influenciam na atividade dos microrganismos são: temperatura, pH, Tempo de Detenção Hidráulica (TDH) e Carga Orgânica Aplicada.

3.1.1 Temperatura

A temperatura é uma importante variável na operação de reatores anaeróbios, pois influencia a atividade metabólica da comunidade microbiana, refletindo-se nas taxas de hidrólise, de formação de metano e de transferência de gás (METCALF E EDDY, 2005), portanto, deve ser mantida na faixa considerada ótima, entre 30 e 35°C (VAN HAANDEL E LETTINGA, 2008; ELMITWALLI *et al.*, 2000; MONTALVO E GUERRERO, 2003).

Em temperaturas abaixo de 20° C, a atividade das bactérias anaeróbias diminui, prejudicando a qualidade do efluente final assim como foi exposto em estudos de Song *et al.* (2003). Neste estudo, os autores comprovaram a instabilidade e o baixo desempenho dos reatores após a queda brusca da temperatura ocorrendo a redução da remoção de DQO de 77,6% para 56%. A produção de biogás também é menor nestas condições já que pode ocorrer a supersaturação de metano no líquido devido ao aumento de sua solubilidade em temperaturas mais baixas (SALDES, 2008).

Em países com baixas temperaturas anuais, o processo anaeróbio não é indicado visto que seria preciso um sistema de aquecimento para manter a temperatura ótima, ou seja, mais recursos financeiros para implantação e manutenção. Assim, o tratamento anaeróbio de esgotos domésticos é mais viável para países com clima quente predominante, como o Brasil, que têm temperaturas mais elevadas durante o ano as quais são altamente favoráveis às reações de biodegradação que ocorrem no interior dos reatores, permitindo a degradação mais eficiente da matéria orgânica (PIMENTA *et al.*, 2005).

Embora temperaturas altas sejam desejadas, a manutenção de uma temperatura constante e uniforme no interior dos reatores também é importante, uma vez que o processo anaeróbio é considerado sensível a mudanças de temperatura, podendo provocar desequilíbrio entre as populações microbianas (CHERNICHARO, 2007) e afetar a qualidade do efluente final. Em estudos de Campello *et al.* (2008), três reatores anaeróbios operando a temperaturas constantes de 20, 30 e 35°C foram submetidos a variação de temperatura até 25°C. O reator que recebeu o choque de 10°C teve sua biomassa desestabilizada, com a conseqüente elevação na concentração de ácidos graxos voláteis, e deterioração da qualidade do efluente do reator, com redução de aproximadamente 30% na eficiência de remoção matéria orgânica.

3.1.2 pH

O controle do pH deve ser feito para que o reator anaeróbio opere adequadamente visto que as archeas produtoras de metano são muito sensíveis à mudança destes valores e o seu crescimento ótimo está na faixa de pH de 6,0 a 8,0, sendo que, se estes limites forem superados, o crescimento destas é inibido. Além disso, as bactérias produtoras de ácidos, por serem menos sensíveis a este parâmetro, continuam sua produção. Assim, pela produção de metano ter sido interrompida, normalmente, há o azedamento do reator, ocorrendo a falha no processo (CHERNICHARO, 2007).

Apesar disso, estudos de Taconi *et al.* (2008), mostram que foi possível o tratamento anaeróbio em pH mais baixo, porém a eficiência de remoção da

matéria orgânica dependeu muito da aclimatização e do controle das archeas. Foram necessários 100 dias para que o sistema se estabilizasse sendo que, durante este período, houve quedas acentuadas de pH e interrupções na produção do metano.

3.1.3 Tempo de Detenção Hidráulica e Carga Orgânica Aplicada

O tempo de detenção hidráulica (TDH) representa o tempo médio de permanência das moléculas do afluente em uma unidade de tratamento.

Em reatores anaeróbios sem meios específicos para a retenção de biomassa, o TDH deve ser suficiente para garantir a permanência e multiplicação dos microrganismos nestes a fim de que todas as fases da digestão anaeróbia se processem adequadamente. Assim, em reatores sem suporte, o TDH deve ser igual ao tempo de residência celular (tempo necessário de multiplicação das bactérias) para que a biomassa não seja arrastada do sistema antes de seu crescimento. Já, quando há um mecanismo de retenção da biomassa, é possível que os reatores operem com TDH mais baixos do que o tempo necessário de reprodução dos microrganismos (CHERNICHARO, 2007).

Entretanto, se os reatores com retenção de biomassa operarem com TDH muito baixos, é possível ocorrer distúrbio no sistema. Esta realidade é mais agravante quando, associada ao baixo TDH, é aplicada uma carga orgânica muito elevada. Em estudos de Song *et al.* (2003) observou-se que a eficiência de remoção de DQO dependeu da carga orgânica e do TDH.

Em baixos TDH, os autores verificaram uma queda brusca na remoção de DQO de 80% para 50%, evidenciando que o tempo de contato entre o afluente e a biomassa pode ser limitado por menores TDH. A mesma queda foi observada quando houve o aumento da carga orgânica de 0,16 para 3,14 kgDQOm³dia⁻¹.

3.2 Microrganismos e Etapas do Processo Anaeróbio

O tratamento biológico é usado, principalmente, para a remoção de substâncias orgânicas biodegradáveis (sólidos coloidais e em suspensão finos) encontradas no esgoto sanitário e para a estabilização da matéria orgânica através do metabolismo celular dos microrganismos (METCALF e EDDY, 2005).

A digestão anaeróbia é um ecossistema onde os microrganismos convertem a matéria orgânica em gás carbônico, água, gás sulfídrico e amônia além de novas células bacterianas. A conversão desta matéria orgânica é feita na ausência de O_2 e são utilizados receptores de elétrons inorgânicos como SO_4^- (redução de sulfato) ou CO_2 (formação de metano).

Por este tipo de digestão ser um sistema ecológico delicadamente balanceado, cada microrganismo tem uma função essencial. As bactérias archeas desempenham duas funções primordiais: produzir um gás insolúvel (metano), possibilitando a remoção do carbono orgânico do ambiente anaeróbio e utilizar o hidrogênio, favorecendo o ambiente para que as bactérias acidogênicas fermentem compostos orgânicos com a produção de ácido acético, o qual é convertido a metano.

O processo anaeróbio envolve quatro etapas pelas quais três grupos de bactérias são responsáveis: as fermentativas, as acetanogênicas e as archeas

VAN HAANDEL E LETTINGA (2008) descrevem estas quatro etapas:

I Hidrólise:

O material orgânico particulado é convertido a compostos dissolvidos de menor peso molecular através das exo-enzimas excretadas pelas bactérias fermentativas. As proteínas se degradam para formarem aminoácidos, os carboidratos se transformam em açúcares solúveis (como e dissacarídeos) e os lipídeos são convertidos em ácidos graxos de cadeia longa de carbono e glicerina;

II Acidogênese:

Os compostos dissolvidos gerados pelo processo de hidrólise são convertidos, também pelas bactérias fermentativas, em substâncias mais simples, tais como ácidos graxos voláteis (acético, propiônico e butírico), álcoois, ácidos lácticos e compostos simples (CO_2 , H_2 , NH_3 , H_2S);

III Acetogênese

Os produtos da acidogênese são convertidos, pelas bactérias acetogênicas, em acetato, CO_2 e H_2 , compostos que serão os substratos utilizados na etapa seguinte para produzir metano. Dependendo do estado de oxidação do material orgânico a ser digerido, a formação de ácido acético pode ser acompanhada pelo surgimento de dióxido de carbono e hidrogênio;

IV Metanogênese

As archeas podem produzir o metano a partir da redução do ácido acético ou da redução do CO_2 pelo H_2 . Quando utilizam o ácido acético, são chamadas de acetotróficas e as que realizam a redução do CO_2 usando H_2 são denominadas hidrogenotróficas.

A taxa de conversão dos compostos orgânicos a biogás é limitada pelas archeas acetotróficas, pois o crescimento das archeas hidrogenotróficas é mais rápido.

A seguir tem-se um esquema (Figura 3.1) descrevendo as seqüências metabólicas e os grupos microbianos envolvidos na digestão anaeróbia.

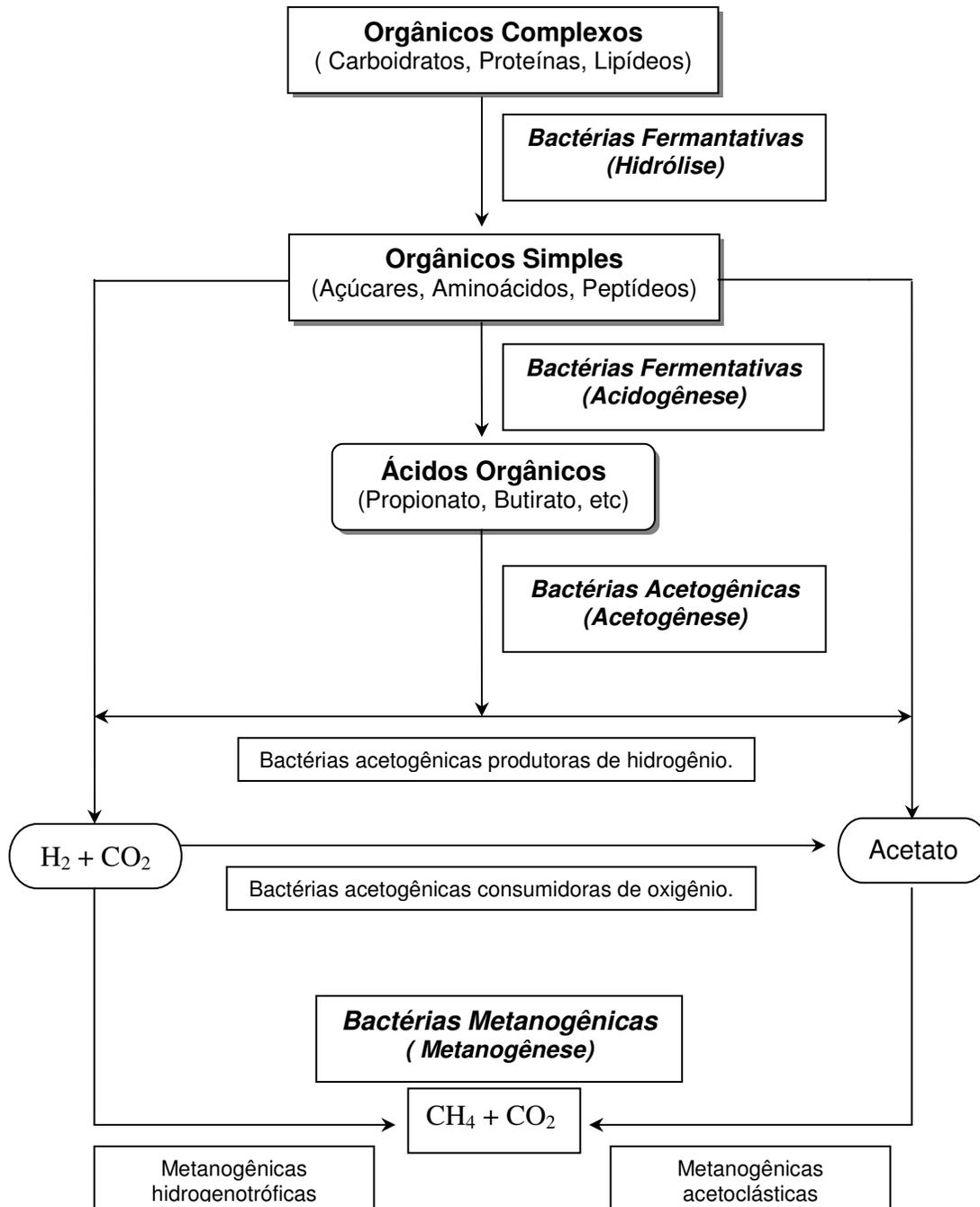


Figura 3.1: Seqüências metabólicas e grupos microbianos envolvidos na digestão anaeróbia. (Fonte: Modificado de CHERNICHARO, 2007)

3.3 PROCESSOS ANAERÓBIOS DE ALTA TAXA

Os processos biológicos de tratamento são considerados econômicos se puderem ser operados com baixos tempos de detenção hidráulica e a tempos de retenção de sólidos suficientemente longos para permitir o crescimento de microrganismos.

No caso da digestão anaeróbia, este era o maior problema, visto que o tempo de retenção dos sólidos não podia ser controlado independente da carga hidráulica. Assim, os reatores mais antigos eram construídos com grandes volumes para que os microrganismos, com baixas taxas de crescimentos, pudessem ficar retidos em tempos de retenção suficientes para o seu desenvolvimento.

A solução para esta problemática surgiu com o incremento de pesquisas na área de tratamento anaeróbio nos últimos anos. Foram desenvolvidos os sistemas de alta taxa caracterizados, basicamente, pela capacidade em reter grandes quantidades de biomassa, de elevada atividade, mesmo com a aplicação de baixos tempos de detenção hidráulica. Dessa forma, garante-se um sistema mais estável já que os microrganismos retidos pelo meio suporte têm contato suficiente com os compostos orgânicos e dificilmente são arrastados do reator. O resultado é a obtenção de reatores compactos, com volumes bastante inferiores aos digestores anaeróbios convencionais, mantendo-se, no entanto, o elevado grau de estabilização do lodo (CHERNICHARO, 2007).

3.3.1 RETENÇÃO POR ADESÃO

A sobrevivência dos microrganismos em sistemas aquosos, como os digestores anaeróbios, depende de fatores como a temperatura, disponibilidade de nutrientes e estratificação. Porém, muitas vezes, os microrganismos superam a instabilidade do ambiente em que vivem pela adesão a uma superfície. As bactérias têm capacidades adesivas excepcionais. Suas estruturas superficiais parecem permitir alguma forma de controle sobre a adesão, enquanto suas

dimensões microscópicas garantem que estas estejam pouco sujeitas às forças de cisalhamento que ocorrem naturalmente no meio.

A adesão da biomassa por se dar em superfícies fixas, como nos filtros anaeróbios (processos de leito estacionário) ou em superfícies móveis, como nos processos de leito expandido e fluidificado (CHERNICHARO, 2007).

A Figura 3.2 mostra um esquema representando a retenção por adesão.

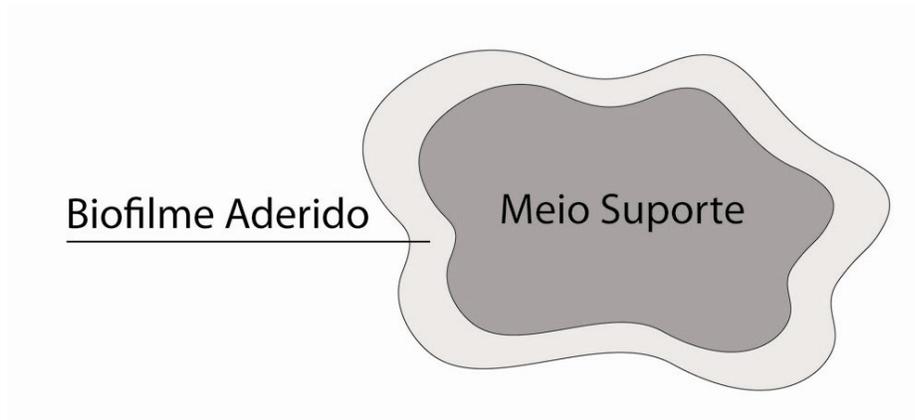


Figura 3.2: Representação da retenção por adesão (Fonte: Modificado de CHERNICHARO,2007).

3.3.2 RETENÇÃO INTERSTICIAL

Esta retenção de biomassa ocorre nos interstícios existentes nos meios suportes estacionários, como é o caso dos filtros anaeróbios. Nas superfícies do material suporte há o crescimento bacteriano aderido, formando-se o biofilme, enquanto que, nos espaços vazios, os microrganismos crescem dispersos (CHERNICHARO, 2007).

Um esquema representativo da retenção intersticial é apresentado na Figura 3.3.

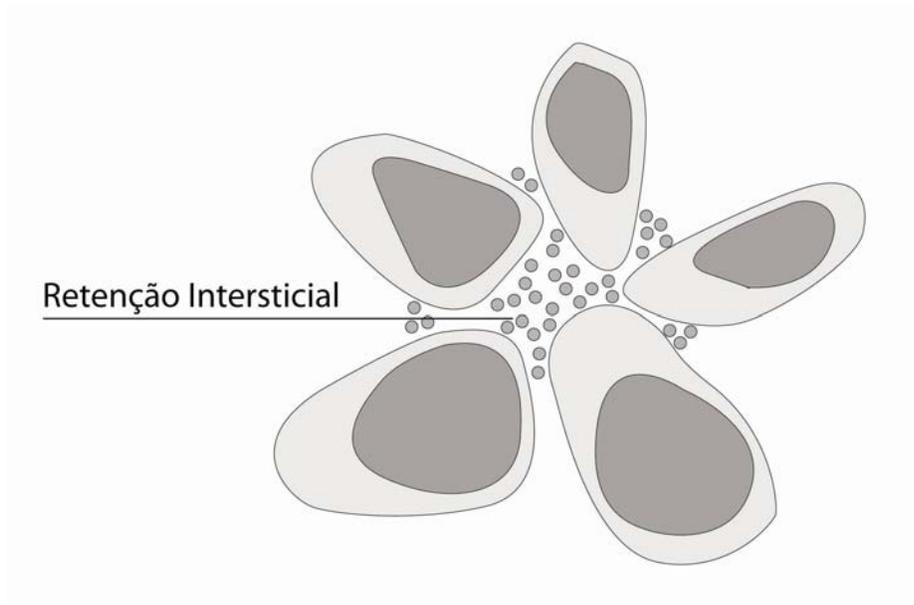


Figura 3.3: Representação da retenção intersticial (Fonte: Modificado de CHERNICHARO,2007).

3.4 REATORES ANAERÓBIOS DE LEITO FIXO

Entre os reatores com crescimento bacteriano aderido em leito fixo, os mais conhecidos são os filtros anaeróbios. Caracterizam-se pela presença de um material suporte estacionário, onde os sólidos biológicos podem se aderir ou ficar retidos nos interstícios, formando a chamada biomassa. Estes microrganismos aderidos ao meio suporte, ou retidos em seus interstícios, degradam o substrato contido no fluxo de esgotos.

Os primeiros trabalhos acerca destes filtros datam do final da década de 1960 e têm sido aplicados no tratamento de diferentes tipos de efluentes industriais e domésticos.

Usualmente sua operação é de fluxo vertical, tanto descendente como ascendente. A configuração mais usada é a ascendente. Neste caso, o líquido é introduzido pela base, (fluindo através de uma camada filtrante para o meio suporte) e descartado pela parte superior. A Figura 3.4 mostra o esquema de um filtro anaeróbio de fluxo ascendente:

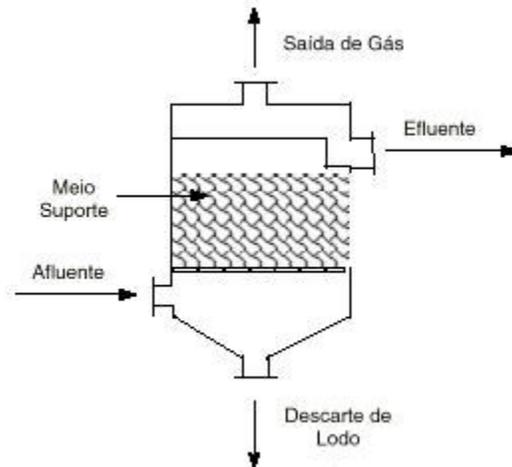


Figura 3.4: Esquema de um filtro anaeróbio de fluxo ascendente (Fonte: TONETTI, 2008).

Por estar fixados ao meio suporte, o tempo médio de residência dos microrganismos nos reatores é muito elevado, o que permite um menor tempo de detenção hidráulica proporcionando, então, um bom desempenho do processo de tratamento. Além de aderirem ao meio suporte, uma parcela significativa da biomassa ocorre como flocos suspensos retidos nos espaços vazios do meio suporte (retenção intersticial), mostrando que, possivelmente, a forma do material suporte é mais importante do que ao tipo de material empregado. (CHERNICHARO, 2007).

3.5 CONFIGURAÇÃO HÍBRIDA

As instalações mais recentes dos filtros anaeróbios são as do tipo híbridas, na qual existe uma zona de empacotamento, abaixo do meio suporte, permitindo a acumulação do lodo granular.

Para a remoção de matéria orgânica e retenção dos sólidos biológicos, há uma quantidade mínima de material suporte que deve ser empregado e, segundo YOUNG (1991), este meio suporte deve ser colocado a 2/3 superiores da altura do reator e a altura do meio não deve ser inferior à 2m (CHERNICHARO, 2007).

3.6 MATERIAL DE ENCHIMENTO

A principal finalidade do material de enchimento é de reter os sólidos no interior do reator ou pelo biofilme formado na superfície deste ou por retenção nos interstícios do meio ou abaixo deste.

Há outras funções da camada suporte nos sistemas de tratamento de efluentes por filtros anaeróbios. O leito atua como dispositivo para separar os sólidos dos gases, ajuda a promover a uniformização do escoamento no reator e melhora o contato entre os constituintes do despejo afluente e os sólidos biológicos contidos no reator. Além disso, é possível haver um acúmulo de grande quantidade de biomassa, com o conseqüente aumento do tempo de retenção celular e diminuição do tempo de detenção hidráulica, visto que o meio suporte é uma barreira física. Este evita o carregamento dos microrganismos e de outros sólidos para fora do sistema de tratamento, ajudando, também, na obtenção de um efluente com melhor qualidade. Ainda, a maior retenção de sólidos e de biomassa nos sistemas anaeróbios que dispõem de meio suporte, favorece o processo de partida do reator (CHERNICHARO, 2007).

Para que sejam atingidas estas finalidades, o material suporte deve ter uma estrutura resistente, ser biológica e quimicamente inerte, leveza, grande área específica, porosidade elevada, possibilitar a colonização acelerada dos microrganismos e custo reduzido (PINTO, 1996 e SPEECE, 1996).

Os primeiros materiais suportes, usados em filtros anaeróbios, foram rochas vulcânicas, mas em desenvolvimentos posteriores aplicaram-se corpos fabricados visando à criação de uma área específica grande para aderência de uma massa de lodo tão grande quanto possível, assim a possibilidade de contato entre o lodo e o material orgânico do afluente seria maior. Os corpos de enchimento com uma menor dimensão, têm a sua área específica (área por m³ de filtro) maior. Portanto, em princípio, no filtro preenchido com materiais suportes menores, caberia mais lodo e poderia fornecer um efluente melhor. Porém, uma pequena dimensão dos corpos de enchimento resulta necessariamente em espaços pequenos dos vazios entre esses corpos, o que facilita o entupimento do filtro. Desse modo, há uma

dimensão ótima dos corpos de enchimento, a fim de que possam reter uma grande massa de lodo, sem que haja problemas de entupimento no filtro. Esta dimensão depende da natureza da água residuária a ser tratada (concentração de sólidos em suspensão) e do tipo de material suporte (VAN HAANDEL e LETTINGA, 2008).

Vários tipos de materiais já foram estudados e usados como meio suporte em reatores anaeróbios: blocos cerâmicos, concha de ostras e de mexilhões, caroço de pêssigo, anéis plásticos, cilindros vazados, granito, polietileno, escória de alto-forno, bambu, etc. A escolha entre estas possibilidades deve ser dada considerando-se a eficiência, a disponibilidade e o custo (CAMPOS, 1999).

Visto que, segundo alguns pesquisadores, o custo dos corpos de enchimento dos filtros anaeróbios pode ser da mesma ordem de grandeza do custo de construção do reator, com o uso de materiais alternativos, é possível minimizar os impactos ambientais provocados pela destinação inadequada de alguns resíduos e promover uma diminuição do custo global do filtro (CHERNICHARO, 2007).

Dependendo da região a ser implantado o tratamento anaeróbio, é importante verificar qual o tipo de material mais viável e de menor custo para ser aplicado como material suporte.

Entre as possibilidades de enchimento para reatores de baixo custo, o coco verde (*Cocos nucifera*) pode ser uma alternativa para atender as comunidades litorâneas brasileiras, que dispõem fartamente do produto, o qual apresenta características que o elegem como uma boa opção para o enchimento de reatores anaeróbios, como elevada resistência mecânica e difícil degradação.

3.7 COCO VERDE (*Cocos nucifera*)

Se por um lado o crescimento agroindustrial é um vetor de desenvolvimento, por outro, contribui para o aumento da geração de resíduos sólidos, que muitas vezes podem criar um impacto negativo para o meio ambiente. Um dos exemplos é a água de coco verde (*Cocos nucifera*) que, com o incremento e a popularização do seu consumo aumenta-se também a produção de sua casca, material normalmente descartado e de difícil degradação (ROSA, 2008). Deste modo, em busca de opções para o seu reaproveitamento muitas pesquisas são realizadas com a casca de coco verde e, neste contexto, o presente trabalho visou estudar o seu uso como meio suporte alternativo de filtros anaeróbios.

3.7.1 CARACTERÍSTICAS DO COCO VERDE

Não há ainda um consenso sobre a proveniência do coco, pois é encontrado em toda a faixa tropical do globo, principalmente no litoral. Existem documentos provando a sua existência na costa asiática há 4000 anos. Porém, alguns botânicos crêem que o coqueiro seja natural do continente Americano e que foi espalhado para as outras partes do mundo, devido à facilidade das sementes serem levadas pelas correntes marinhas, visto que a planta se situa no litoral.

O coqueiro (*Cocos mucifera L.*) é uma palmeira muito conhecida na paisagem litorânea, principalmente nordestina. Algumas variedades são cultivadas no Brasil, as mais comuns são do grupo das Gigantes que chegam a atingir 40 metros de altura, e do coqueiro-anão, com frutificação precoce e crescimento lento (SENHORAS, 2003).

Em solos bons ou devidamente adubados, a produção do coqueiro alcança a faixa de 300 a 400 frutos por pé a cada ano, podendo chegar a 600; e quando há condições de clima e solo favoráveis, a frutificação inicia-se aos 3 a 4 anos para o coqueiro anão e aos 6 a 8 anos para as espécies comuns.

A cultura do coqueiro tem muitas facilidades como: o seu crescimento em areias salgadas, onde não há outra lavoura economicamente viável; é de fácil cultivo e a produção ocorre durante longo período.

O coco, fruto do coqueiro, é constituído por uma parte externa lisa, o exocarpo; por uma parte fibrosa e espessa que constitui o mesocarpo; e pelo endocarpo, uma casca duríssima e lenhosa. Todas essas partes envolvem a amêndoa. O mesocarpo, parte utilizada como meio suporte nesta pesquisa, ou casca fibrosa externa do coco, é formado por fibras densas, resistentes às águas salgadas.

A utilização da fibra do mesocarpo é prática antiga. A introdução da fibra de coco na Europa começou após a chegada dos portugueses na Índia. Nos séculos XIII e XIV os árabes ensinaram aos navegantes ingleses o aproveitamento de cordas fabricadas com estas fibras.

A fibra de coco pertence à família das fibras duras e tem como principais componentes, a celulose e o lenho, o que confere elevados índices de rigidez e dureza. A baixa condutividade ao calor, a resistência ao impacto, às bactérias e a água, são algumas de suas características (SENHORAS, 2003).

Além disso, a fibra de coco é um material muito rico em carbono, o que o garante uma grande resistência à degradação, assim como uma grande estabilidade (ARACHCHI e SOMASIRI, 1997).

3.7.2 CONSUMO DO COCO VERDE

O coqueiro tornou-se muito popular no Brasil devido à sua beleza tropical - inserido nas paisagens litorâneas - e ao fato de seus frutos serem comestíveis possibilitando o seu uso na culinária. Além disso, a partir da década de 90, com a conscientização da população a respeito dos benefícios dos alimentos naturais, houve um grande aumento da exploração do coco verde para o consumo de sua água, um produto natural e de ótima qualidade nutritiva (SENHORAS, 2003).

O Brasil é um dos grandes produtores de coco verde (*Cocos nucifera*), com uma área de cultivo em torno de 90 mil hectares. Esta alta produção favorece a busca de alternativas para o uso de sua casca gerada, visto que, apesar de sua rigidez e resistência, normalmente é descartada e produz grande volume de resíduo sólido, prejudicando o meio ambiente.

3.8 PÓS-TRATAMENTO POR FILTROS DE AREIA

Os reatores anaeróbios, apesar de suas vantagens, como o baixo consumo de energia, baixa produção de lodo e a simplicidade de construção, operação e manutenção do sistema, têm capacidade limitada de remoção de matéria orgânica e quase nenhuma remoção de nutrientes e patógenos, se fazendo necessário um pós – tratamento para a adequação do efluente às legislações de lançamento em corpos receptores e ao seu reúso (SANTOS *et al.*, 2006). Assim, reatores anaeróbios devem ser considerados como tratamento preliminar para a remoção, principalmente, de matéria orgânica e de sólidos suspensos objetivando a melhor qualidade do afluente da próxima etapa do processo.

A combinação de um reator anaeróbio com um pós - tratamento aeróbio é considerada por Sanches *et al.* (2000) como uma alternativa inovadora na qual a maior redução da matéria orgânica ocorreria no processo anaeróbio e a porção remanescente seria removida aerobiamente.

Em sistema combinado, a eficiência global é geralmente similar à que seria alcançada se o processo de pós – tratamento fosse aplicado ao esgoto bruto, porém os requisitos de área, volume e energia e a produção do lodo são menores (SANTOS *et al.*, 2006).

A escolha do pós- tratamento deve ser feita observando-se as condições climáticas e socioeconômicas da região que será instalado o sistema. É importante que a tecnologia seja limpa, sustentável e demandante de reduzidos investimentos financeiro para instalação e manutenção (COHIM *et al.*, 2008). Também é conveniente que, após todo o tratamento, ocorra o fechamento do ciclo de nutrientes gerando um efluente final o qual possa ser reutilizado (VALENZUELA, 2008) visto que existe a problemática do grande declínio da quantidade de água potável disponível e uma das soluções seria o reúso de efluentes tratados (HAMODA, 2004).

Pesquisas anteriores comprovaram que os filtros de areia promovem satisfatório polimento do esgoto e que têm grande potencial para operarem unidades de pós – tratamento de reatores anaeróbios (TONETTI,2008).

No Brasil esta combinação ainda não é muito utilizada, mas a fim de haver sua maior difusão foi criada uma norma específica para o pós-tratamento de efluente do tanque séptico: a NBR 13969 (1997). A norma recomenda a combinação deste reator com os seguintes métodos: filtro anaeróbio, filtro aeróbio, vala de filtração, filtro de areia, lodo ativado, sumidouro, vala de infiltração e desinfecção.

3.8.1 FILTROS DE AREIA

Os primeiros usos dos filtros de areia na área sanitária tinham como objetivo a remoção de turbidez para tornar a água potável. Embora utilizados por algum tempo no tratamento de água, esta experiência não pode ser transferida diretamente para o tratamento de esgoto visto que as cargas de sólidos são diferentes para cada tipo de afluente. Deste modo, são necessários estudos sobre sua operação para a otimização do tratamento (HAMODA *et al.*, 2004).

Apesar das pesquisas sobre a utilização deste tipo de filtro na depuração de efluentes domésticos terem sido iniciadas a partir do século XIX (FAROOQ e AL-YOUCET, 1993; MICHELS, 1996) e, desde então, ser demonstrada uma eficiência comparável aos sistemas mais complexos, mesmo tratando esgotos com variadas composições e volumes (PELL e NYBERG, 1989a) deve-se estudar sua capacidade de purificação, pois até hoje não é bem conhecida e pode ocasionar a inadequada operação e a conseqüente poluição das águas subterrâneas ou superficiais (KRISTIANSEN, 1981a).

3.8.2 APLICAÇÃO

O filtro de areia é um sistema de pós - tratamento simplificado para a purificação das águas residuárias e tem grande potencial para atender as pequenas comunidades e populações isoladas onde, na maioria dos casos, os moradores possuem pouco conhecimento técnico.

Além disso, esta filtragem poderia ser usada em condomínios privados, pontos comerciais que margeiam rodovias, sítios, chácaras, hotéis, tribos indígenas, assentamentos rurais e canteiros de obras da construção civil. Desta maneira, as próprias localidades geradoras de esgotos contribuiriam para evitar a degradação da saúde pública e do ambiente das imediações (TONETTI, 2008).

No Brasil, a NBR 13969 (1997) é a norma que orienta o dimensionamento dos filtros de areia e 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;
- 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).

3.8.3 FUNCIONAMENTO

A base de funcionamento deste reator é a aplicação intermitente de afluente sobre a superfície de um leito de areia por meio de uma tubulação de distribuição (MENORET *et al.*, 2002). Neste sistema os compostos são removidos por processos físicos, químicos e biológicos sendo que, nos primeiros 20 cm da camada superior, existe o biofilme onde ocorre a biodegradação. Se for bem dimensionado o filtro pode remover cerca de 90% da DBO e 80% da DQO (SABBAH *et al.*, 2003) e, ainda, é possível que ocorra a nitrificação (STEVIK *et al.*, 2004).

A filtração pela areia é um mecanismo físico, onde as partículas, maiores do que os poros, são retidas pelo leito, o que influencia principalmente na remoção de sólidos suspensos (PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003), enquanto que a adsorção de determinados compostos é um processo químico. Entretanto, a purificação depende, sobretudo, de processos biológicos como a oxidação bioquímica que ocorre quando o afluente entra em contato com a cultura biológica, os microrganismos, os quais decompõem e extraem energia dos poluentes.

A população microbiana presente no leito de areia é similar àquela encontrada em sistemas de lodo ativado e, devido a esta característica, Jordão e Pessoa (2005) afirmam que este tipo de sistema é incorretamente chamado de filtro, visto que o seu funcionamento não possui como mecanismo primordial a filtração.

Por esta razão, Kristiansen (1981b) denomina filtro vivo o conjunto do leito de areia com os microrganismos.

3.8.4 BIOFILME NOS FILTROS DE AREIA

No período inicial da operação de filtros de areia, as concentrações de nitrogênio nos seus efluentes são variáveis, pois o número necessário de bactérias, as quais realizam os processos biológicos nestes leitos, ainda não foi alcançado (PELL e NYBERG, 1989b).

Quando há estabilidade nas concentrações dos compostos nitrogenados, o período de partida dos filtros é finalizado significando que houve a formação de uma fina camada de bactérias na superfície dos grãos do leito, a qual é aglutinada

pela ação dos biopolímeros (METCALF e EDDY, 2005) e tem sua retenção afetada por fatores como pressão, o tamanho do grão de areia e o Tempo de Detenção Hidráulico (STEVİK *et al*, 2004).

Neste biofilme há relações comensais; cada indivíduo sintetiza e excreta compostos que acabam sendo utilizados por bactérias vizinhas. Segundo Flemming e Wingender (2001) esta camada biológica é extremamente porosa e absorvente, o que facilita reter por meio de absorção o material solúvel e coloidal, além dos microrganismos presentes na água residuária a ser tratada.

Os principais microrganismos deste processo são as bactérias devido a sua grande importância na decomposição de carboidratos e compostos orgânicos nitrogenados. Mas há outros microrganismos presentes no leito de areia como os protozoários os quais consomem a matéria orgânica dissolvida e os metazoários que são necessários para o controle do biofilme. Estes organismos não permitem que as bactérias se acumulem facilmente no leito de areia e colmatem o filtro (CALAWAY, 1957).

3.8.4.1 COLMATAÇÃO BIOLÓGICA

A colmatação do leito de areia é sempre problemática visto que, quando ocorre na parte superior do filtro, aumenta a média do tempo de detenção hidráulica e reduz a área efetiva disponível para a filtração (SIEGRIST, 1987).

São diversas as causas da colmatação na parte superior do leito de areia. Uma delas é o acúmulo excessivo de microrganismos na superfície. Neste caso, tanto os polímeros extras - celulares como as células microbianas se acumulam em cima do leito de areia e reduzem a permeabilidade. Outra causa é o tipo do meio filtrante e a taxa de matéria orgânica, de sólidos suspensos e de nutrientes aplicados no filtro de areia (HEALY *et al.*, 2007). Deste modo, a frequência de dosagem do afluente e o período de funcionamento do leito de areia, influem na incidência da colmatação.

Filtros de areia intermitentes, que alteram a dosagem do afluente e o descanso, preservam as condições de infiltração do leito, dificultando a sua colmatação. Este fato ocorre, pois durante a fase de repouso, quando é cessada a

contribuição de alimento para as bactérias, estas realizam a respiração endógena e regulam a massa biológica. Como em qualquer processo biológico, se não houver este equilíbrio, ao lado da oxidação da matéria orgânica, haverá o alto desenvolvimento bacteriano, levando a colmatação do filtro (SANTOS *et al.*, 2006).

3.8.5 FATORES QUE INFLUENCIAM O TRATAMENTO

De acordo com a USEPA - *United States Environmental Protection Agency* - (1999), o filtro de areia terá um bom funcionamento e será eficiente no tratamento se as condições ambientais, o projeto construtivo e a biodegradabilidade do afluente forem ideais.

3.8.5.1 Condições Ambientais

As condições ambientais que mais influenciam no funcionamento de um filtro de areia são a temperatura e a aeração. O oxigênio propicia um meio adequado à decomposição aeróbia do afluente e à nitrificação. A temperatura afeta a taxa de crescimento e a estabilização do meio microbiano, além das reações químicas e o mecanismo de adsorção.

3.8.5.1.1 Temperatura

De todas as condições ambientais que afetam a eficiência do tratamento de leitos de areia, a temperatura é uma das mais relevantes visto que influencia diretamente o metabolismo das bactérias responsáveis pela degradação dos compostos afluentes, em especial das bactérias nitrificantes.

As bactérias que realizam a nitrificação nos leitos de areia são muito sensíveis à temperatura. Se a temperatura diminui, o crescimento delas é menor, o que, conseqüentemente, diminui a taxa de nitrificação.

A temperatura considerada ótima para o processo de nitrificação está na faixa de 28 a 32°C. Caso o leito opere com valores em torno de 16°C, a taxa de nitrificação será 50% menor do que se o mesmo leito operasse a uma temperatura

igual a 30° C. Além disso, em temperaturas mais baixas, é possível que ocorra o acúmulo de nitrito (GERARDI, 2002).

A influência da temperatura sobre os filtros de areia pode ser constatada pela comparação feita por Bahgat *et al.* (1999) entre pesquisas desenvolvidas na Suécia e Egito.

Na Suécia, país frio cuja temperatura varia entre 13 e 14 °C, os microrganismos, responsáveis pela nitrificação, necessitaram de 95 dias para entrar em equilíbrio (PELL e NYBERG, 1989b). Enquanto que no Egito, onde a temperatura está 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.

Ainda, alguns autores demonstraram que, caso sejam criadas condições anaeróbias no meio dos poros, as baixas temperaturas, facilitam o entupimento dos filtros (DE VRIES, 1972; BIHAN AND LESSARD, 2000).

3.8.5.1.2 Aeração

Outro parâmetro necessário para o melhor desempenho dos filtros de areia é a concentração de oxigênio dissolvido (OD). As bactérias nitrificantes são aeróbias restritas, ou seja, só realizam a nitrificação na presença de OD e se permanecerem por muito tempo sem a mínima concentração necessária para sua sobrevivência, toda a população microbiana do leito pode ser destruída.

Apesar da alta demanda de OD para a completa nitrificação, não é o aumento da concentração deste parâmetro que aumenta diretamente a taxa de nitrificação pois, quando há presença de OD em concentrações elevadas, a decomposição da matéria orgânica ocorre mais rapidamente, aumentando o tempo para a realização da nitrificação. Assim, é o aumento do tempo de nitrificação que influencia diretamente na sua taxa e não a concentração de OD (GERARDI,2002).

Em relação à decomposição do material orgânico, estudos de Pell e Nyberg (1989a) demonstraram que os filtros de areia com altas concentrações de oxigênio no interior de seus poros foram capazes de remover cerca de 90% da DQO; Porém, quando foi empregada a mesma taxa de aplicação em um filtro de areia

mais fina (0,10 a 0,25 mm), facilitando a formação de poças com regiões anaeróbias, a eficiência foi reduzida a 40%.

Portanto, os filtros de areia intermitentes são mais convenientes para atender a manutenção do suprimento de O₂ para as bactérias já que sua operação altera entre a dosagem do afluente e o descanso sendo durante neste último período que o estoque de oxigênio nos espaços vazios do leito é renovado pelos mecanismos de difusão molecular (SANTOS *et al.*, 2006).

3.8.5.2 Aspectos Construtivos

As principais características que devem ser consideradas no projeto construtivo de um filtro de areia são: diâmetro efetivo e coeficiente de desuniformidade da areia e profundidade do leito.

3.8.5.2.1 Diâmetro Efetivo (D₁₀)

A taxa de infiltração do afluente no leito e a profundidade de penetração da matéria sólida insolúvel são afetadas pelo diâmetro efetivo da areia. Quando o tamanho das partículas formadoras do leito são maiores, é possível ocorrer caminhos preferenciais, reduzindo o tempo de detenção hidráulica. Devido à passagem mais rápida do efluente pelo filtro, a decomposição biológica torna-se insuficiente e, também, ocorre a redução da adsorção, pois não há adequada interação entre o afluente percolado e os poros do meio filtrante, piorando a qualidade do efluente final (AUSLAND *et al.*, 2002).

Com o uso da areia mais fina, a quantidade de afluente a ser aplicado será menor e o entupimento pode ocorrer mais facilmente, entretanto, é possível a efetiva nitrificação e a remoção de matéria orgânica (USEPA, 1980). De acordo com Kang (2004), esta maior ação nitrificante pode ser conseqüência da maior área média dos grãos de areia, que garantem uma maior superfície de adesão para os microrganismos.

Estudos de Vries (1972) também confirmaram esta relação entre o diâmetro efetivo e a nitrificação. Ao analisar filtros de mesma profundidade, empregados no tratamento de esgoto doméstico, verificou que, quando preenchidos com areia de

menor diâmetro efetivo (0,10 a 0,25 mm) a transformação da amônia em nitrato foi total, porém com o uso da areia média (0,25 a 0,50 mm) a nitrificação foi de apenas de 33%.

Apesar da completa nitrificação, é preciso considerar que um menor Diâmetro Efetivo pode diminuir o fenômeno da intermitência em filtros de areia, assim como foi estudado por Cohim (2008). Nesta pesquisa, o autor variou apenas o D_{10} e conservou idênticas outras características construtivas como profundidade, frequência de dosagem e carga hidráulica. Desta maneira foi evidenciado que, quando preenchidos com material de diâmetro efetivo menor, os filtros não apresentavam pico de vazão e que esta se tornava constante, não ocorrendo o período de repouso necessário para que o estoque de oxigênio dos poros se renovasse e para que o biofilme entrasse em equilíbrio.

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, Metcalf e Eddy (2005) aconselham que não mais do que 1% da areia seja mais fina do que 0,13 mm.

3.8.5.2.2 Coeficiente de Uniformidade (CU)

O coeficiente de uniformidade é definido como $Cu = D_{60}/D_{10}$, onde D_{60} e D_{10} são os maiores tamanhos possíveis de 60% e 10% das frações, respectivamente. Quanto maior o coeficiente de uniformidade, maior é o tamanho das partículas de areia. Esta situação afeta o desempenho do filtro pois aumenta o tempo de detenção hidráulica, ou seja, a granulação maior da areia, permite que pequenas partículas entrem nos interstícios entre as partículas maiores e reduza a passagem do afluente causando um possível entupimento no meio filtrante (HEALY,2007).

Tanto a agência americana (USEPA,1999) como a norma Brasileira (NBR 13969, 1997) aconselha que o CU da areia de um filtro seja inferior a quatro.

3.8.5.2.3 Espessura da Camada de Areia

De acordo com recomendações da USEPA (1999), a espessura dos leitos de areia deve variar entre 45 e 91 cm, ainda que, segundo esta mesma norma, a purificação do afluente ocorra, principalmente, até 30 cm abaixo da superfície. Além disso, cita-se que as camadas rasas de areia mantêm o custo baixo, porém profundidades maiores garantem uma qualidade mais constante do efluente e uma menor influência da chuva neste.

No Brasil, a NBR 13969 (1997) especifica unicamente 0,70 m como a única profundidade a ser utilizada, informação que é questionável visto que o país tem grande extensão territorial e diversidade climática.

Rodgers *et al.* (2005) estudaram dois filtros de areia de 0,3 m de diâmetro e profundidades de 0,425 e 0,9m. Aplicando - se uma taxa de $20 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ foi verificada a existência da completa nitrificação e uma remoção de DBO e de sólidos suspensos superior a 92% em ambos os filtros demonstrando que, para estas alturas, não há diferença significativa na remoção da matéria orgânica e na nitrificação. Entretanto, observou-se que, na coluna de 0,9 m, o fósforo afluente foi adsorvido em todo o período de estudo, o que não ocorreu com o leito de altura 0,425m. Após 30 dias de operação, a habilidade de remoção do fósforo desta coluna foi reduzida o que, segundo o autor, é devido a menor área de adsorção.

Sobre a distribuição dos microrganismos no leito, segundo Bomo *et al.* (2004) no topo dos filtros de areia o número de protozoários era significativamente maior do que na zona intermediária e na parte inferior, correlacionando-se com a remoção das bactérias patogênicas. Este resultado também foi encontrado por Weber-Shirk (1999), o qual demonstrou que a concentração de *E. coli* era menor no efluente dos filtros de areia que possuíam protozoários se comparado com os isentos destes microrganismos.

3.8.5.3 Aspectos Operacionais

Os itens essenciais referentes aos aspectos operacionais são: a taxa de aplicação, a distribuição do afluente, o período de repouso e a frequência de dosagem.

3.8.5.3.1 Taxa de Aplicação e Distribuição do Afluente

Segundo a NBR 13969 (1997) ao empregar-se o filtro de areia como pós-tratamento de efluente do tanque séptico, a taxa máxima de aplicação deve ser de $100 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ e caso o tratamento preliminar seja por processo aeróbio, o valor pode ser dobrado. Também é recomendado que, em lugares onde a temperatura média mensal do esgoto é inferior a 10°C , os limites sejam respectivamente de 50 e $100 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$. Em contradição, apesar da USEPA (*United States Environmental Protection Agency*) ser uma agência ambiental de um país com clima mais frio, as taxas recomendadas são superiores às 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 o afluente do leito de areia for aeróbio.

Tonetti (2008) avaliou taxas de aplicação em leitos de areia superiores ao que a NBR 13969 (1997) sugere para efluentes anaeróbios. Em filtros de areia com 0,75m de espessura foi aplicado este tipo de efluente nas taxas de 50, 100, 150 e $200 \text{ m}^2\text{L}^{-1}\text{dia}^{-1}$. O autor verificou que todos os filtros foram capazes de remover em torno de 70% da matéria orgânica, gerando um efluente de acordo com limites estipulados pelas legislações brasileiras vigentes para o lançamento em corpos hídricos.

Outro aspecto importante no caso dos filtros de areia, é a forma de disposição do afluente. Este deve ser disposto uniformemente sobre toda a superfície do leito a fim de serem evitados curtos-circuitos (USEPA, 1999).

Em estudos de Brissaud e Lesavre (1993) observou-se a formação de curtos circuitos quando havia uma má distribuição do afluente sobre o leito o que resultava na queda do TDH do filtro de areia e, conseqüentemente um pior desempenho na remoção dos compostos.

3.8.5.3.2 Período de Repouso e Frequência de Descarga

A fim de atender o permanente suprimento de ar para as bactérias, os filtros de areia devem funcionar com uma alternância de dosagem e descanso criando, assim, condições aeróbias na estrutura do leito. Além disso, a oxigenação do leito favorece o crescimento das bactérias nitrificantes o que resulta no aumento da transformação do nitrogênio orgânico e amoniacal em nitrato (BAHGAT *et al.*, 1999).

A necessidade do período de repouso pode ser confirmada por estudos de Zhang *et al.* (2005). Os autores obtiveram baixa remoção de nitrogênio amoniacal e insuficiente nitrificação quando alimentaram continuamente os filtros de areia. Porém a taxa de remoção de nitrogênio amoniacal aumentou de 70% para 90% quando não foi empregada a aplicação continua e sim a aplicação intermitente.

A interferência da variação de frequência de aplicação na eficiência dos leitos de areia pode ser verificada em estudos de Cohim *et al.* (2008). Com características constantes de altura igual a 0,5m, Diâmetro efetivos de 0.8mm e Carga Hidráulica de $1,05 \text{ m}^3\text{m}^{-2}\cdot\text{d}^{-1}$, foram aplicadas frequências de 24, 48, 96 e 144d^{-1} sendo que, no caso da menor frequência de aplicação, formou-se um pico de vazão seguido de longo período de baixíssima vazão significando fluxo com curto período e de elevada velocidade. Desta maneira é possível que ocorra cisalhamento hidráulico do biofilme e seu baixo contato com o substrato. Evidencia-se, assim, que o fracionamento da carga hidráulica pelo aumento da frequência torna o filtro de areia mais eficiente.

Outro estudo que comprova a influência da frequência de dosagem na qualidade do efluente final é o de Boller *et al.* (1993). Nesta pesquisa foi demonstrado que os filtros com areia com dosagem diária de efluente do tanque séptico, apresentaram melhor desempenho quando eram realizadas 4 taxas de aplicação de 10Lm^{-2} diariamente do que quando era aplicada 1 única taxa de 40Lm^{-2} ou 2 de 20Lm^{-2} . Também se verificou que a média da concentração de íon amônio do efluente do filtro de areia foi maior quando apenas uma aplicação era feita mostrando que a nitrificação era mais efetiva quando maior número de aplicações era realizado.

3.9 NITROGÊNIO

Os principais compostos nitrogenados presentes no esgoto são a amônia, os íons nitrito e nitrato. Sua presença, em excesso, nos efluentes pode causar impactos ambientais e/ou poluir os corpos hídricos se forem lançados sem os devidos polimentos. Os maiores problemas que a alta concentração destes compostos pode causar são:

- A queda da concentração de oxigênio dissolvido nos corpos receptores através do consumo destes pelas bactérias nitrificantes durante o processo de conversão dos íons amônio em nitrato;
- Eutrofização: o descarte destes nutrientes em corpos receptores estimula o crescimento rápido das plantas aquáticas. Além disso, após seu grande crescimento populacional e sua morte, tornam-se substratos para bactérias decompositoras que acabam utilizando, também, muito O_2 dissolvido criando condições anaeróbias nos corpos hídricos;
- Toxicidade: estes íons são tóxicos à vida aquática, em especial aos peixes;
- Metaemoglobina ou doença dos bebês azuis: Se bebês ingerirem águas contaminadas por nitrato, este é convertido a nitrito no sistema digestivo. O nitrito combina-se com a hemoglobina e resulta na queda do O_2 transportado pelo sangue podendo levar o recém nascido ao óbito.

Frente a esta problemática, estes componentes inorgânicos são considerados muito importantes para o sistema de esgoto e devem ser monitorados durante o todo o processo de tratamento.

No esgoto doméstico o principal íon encontrado é o amônio o qual se origina da degradação de aminoácidos e proteínas. A partir do metabolismo do corpo humano estes compostos são lançados no esgoto e antes mesmo de serem enviados a um sistema de tratamento são convertidos, por hidrólise, a íons amônio. Dificilmente altas concentrações de nitrito e nitrato são encontradas neste tipo de esgoto, visto que as condições existentes não são favoráveis ao seu

processo de conversão. Quando existe algum destes íons, geralmente, é devido ao descarte clandestino de efluentes industriais (GERARDI, 2002).

A fim de ser completado o ciclo do nitrogênio, são necessários tratamentos terciários que permitam a completa nitrificação (conversão do íon amônio a nitrato) e a desnitrificação (conversão do íon nitrato a nitrogênio gasoso). Alguns exemplos destes tipos de tratamento incluem a troca iônica, osmose reversa, ozonização, ultrafiltração, entre outros (PHILIPPI, 2005).

3.9.1 NITRIFICAÇÃO

O processo de nitrificação ocorre quando o íon amônio é convertido em nitrito e este em nitrato. Ambas as conversões são realizadas por bactérias as quais, ao oxidarem os compostos, obtêm a energia necessária ao seu metabolismo. Os dois principais gêneros que participam destas reações bioquímicas são as *Nitrossomonas* e as *Nitrobacter* (GERARDI, 2002).

As bactérias do gênero *Nitrossomonas* são responsáveis pela conversão dos íons amônio ao íon nitrito sendo este convertido pelas *Nitrobacter* em íons nitrato.

Devido à taxa de crescimento das *Nitrossomonas* ser menor do que a das bactérias do gênero *Nitrobacter*, a reação limitante do processo é a oxidação do íon amônio a nitrito (METCALF e EDDY, 2005).

A velocidade de conversão do nitrogênio amoniacal é mais lenta do que a velocidade de oxidação do nitrito a nitrato o que, por conseqüência, diminui a concentração de nitrito no efluente final. Assim, para ser considerada completa a nitrificação, a concentração de íons amônio e nitrito deve ser menor do que 1mgL^{-1} e a de nitrato a maior possível (GERARDI, 2002).

Quando há acúmulo do íon nitrito, evidencia-se que o reator não está operando nas condições mais adequadas para ocorrer o processo de nitrificação. Os principais fatores que influenciam neste processo são a concentração de oxigênio dissolvido, a alcalinidade, o pH e a temperatura.

3.9.1.1 Oxigênio Dissolvido

A concentração de oxigênio dissolvido é um dos parâmetros necessários para que ocorra a nitrificação visto que as bactérias nitrificantes são aeróbias restritas, ou seja, só realizam a oxidação na presença de oxigênio. A concentração de OD ótima descrita por Gerardi (2002) encontra-se na faixa de 2 a 3 mgL⁻¹. O autor ainda comenta que com o aumento desta concentração, a taxa de nitrificação também aumenta.

3.9.1.2 Alcalinidade e pH

A alcalinidade é consumida durante a nitrificação através de seu uso como fonte de energia pelas bactérias nitrificantes e também devido à produção de ácido nitroso que ocorre durante o processo. A quantidade de ácido nitroso e de íons nitrito depende do valor do pH no reator. Quanto menor o valor do pH, menor será a concentração de íons nitrito, o que afetará a taxa de nitrificação.

Assim, é preciso que exista valor de alcalinidade ideal no reator para que o pH permaneça estável e que o processo de nitrificação não seja afetado. Caso não exista a alcalinidade suficiente no próprio reator, é necessário que se adicione um composto alcalino evitando a inativação das enzimas bacterianas e a paralisação deste processo.

Na literatura, é aconselhado que a alcalinidade seja mantida acima de 40mg CaCO₃L⁻¹ (PILUK e BYERS, 2001). Este limite foi confirmado por estudos de Biesterfeld *et al.* (2003) os quais verificaram uma queda na taxa de produção de nitrito e nitrato quando os valores da alcalinidade eram menores do que 40 mgL⁻¹ de CaCO₃ e que, quando eram superiores a 45 mgL⁻¹, o processo de nitrificação não sofria alterações.

No caso dos valores de pH, a USEPA (1993) aconselha que estejam entre 6,5 e 8,0 já para Metcalf e Eddy (2005) a faixa ideal seria entre 7,5 e 8,5.

3.9.1.3 Temperatura

Como já discutido no item 3.7.5.1.1, a temperatura tem ampla influência no processo de nitrificação já que o crescimento ideal das bactérias nitrificantes e, conseqüentemente a taxa de nitrificação, dependem de uma temperatura ótima.

Desta maneira, quando a temperatura é reduzida, há uma queda na produção de nitrato e o íon nitrito é acumulado evidenciando a ineficiência do reator.

4. MATERIAL E MÉTODOS

O projeto foi instalado no terreno ao lado do Laboratório de Protótipos Aplicados ao Tratamento de Águas e Efluentes (LABPRO) da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, localizado na Avenida Oswaldo Cruz, 500; Campinas, Estado de São Paulo. A Figura 4.1 apresenta a vista geral da área das instalações de pesquisa.



Figura 4.1: Vista geral da área de pesquisa instalada no Campus da UNICAMP, Campinas.

4.1 ORIGEM DO AFLUENTE

O esgoto bruto empregado é derivado de uma região da universidade na qual circulam aproximadamente 10 mil pessoas por dia. Nesta localidade 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) (TONETTI, 2008).

A captação da água residuária gerada era feita por uma bomba submersa (Marca Anauger, Modelo 800). Em um ponto do canal por onde escoava o esgoto, parte deste adentrava um recipiente com volume de 50 L, que continha em seu interior a bomba submersa. Esta bomba enviava o líquido, por meio de tubos de 0,016 m, até a primeira caixa de armazenamento a qual se encontrava no topo de uma torre de 4,50 m e, a partir desta, o esgoto era empregado na pesquisa. A Figura 4.2, mostra o recipiente de captação do esgoto e a Figura 4.3 ilustra a coleta do esgoto.



Figura 4.2 : Recipiente utilizado para armazenamento e captação do esgoto.



Figura 4.3: Canal utilizado para instalação de bomba de transferência de esgoto.

4.2 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

A primeira caixa de armazenamento possuía um volume de 500 L e, em sua base havia um tubo com 0,032 m de diâmetro o qual enviava o esgoto até outra caixa, de mesmo volume, que se encontrava abaixo da primeira e a 3,20 m da base do projeto. Estas duas caixas funcionavam como tanques sépticos, removendo uma parte dos sólidos suspensos. A partir da segunda caixa, o fluxo de esgoto era direcionado aos filtros anaeróbios. A função desta era manter uma carga hidráulica constante no sistema para alimentação dos reatores, por esta razão, buscou-se manter o volume de líquido presente nela sempre no nível máximo com a entrada de esgoto originário da primeira caixa em uma vazão maior do que aquela empregada na pesquisa, assim a vazão dos filtros era quase sempre constante ao longo do dia visto que havia uma carga hidráulica uniforme. As caixas de alimentação estavam montadas em uma estrutura de concreto acima dos reatores para que o sistema operasse por gravidade, tal como apresentado na Figura 4.4.

Os filtros anaeróbios foram denominados FC1 (Filtro de Coco 1) e FC2 (Filtro de Coco 2).

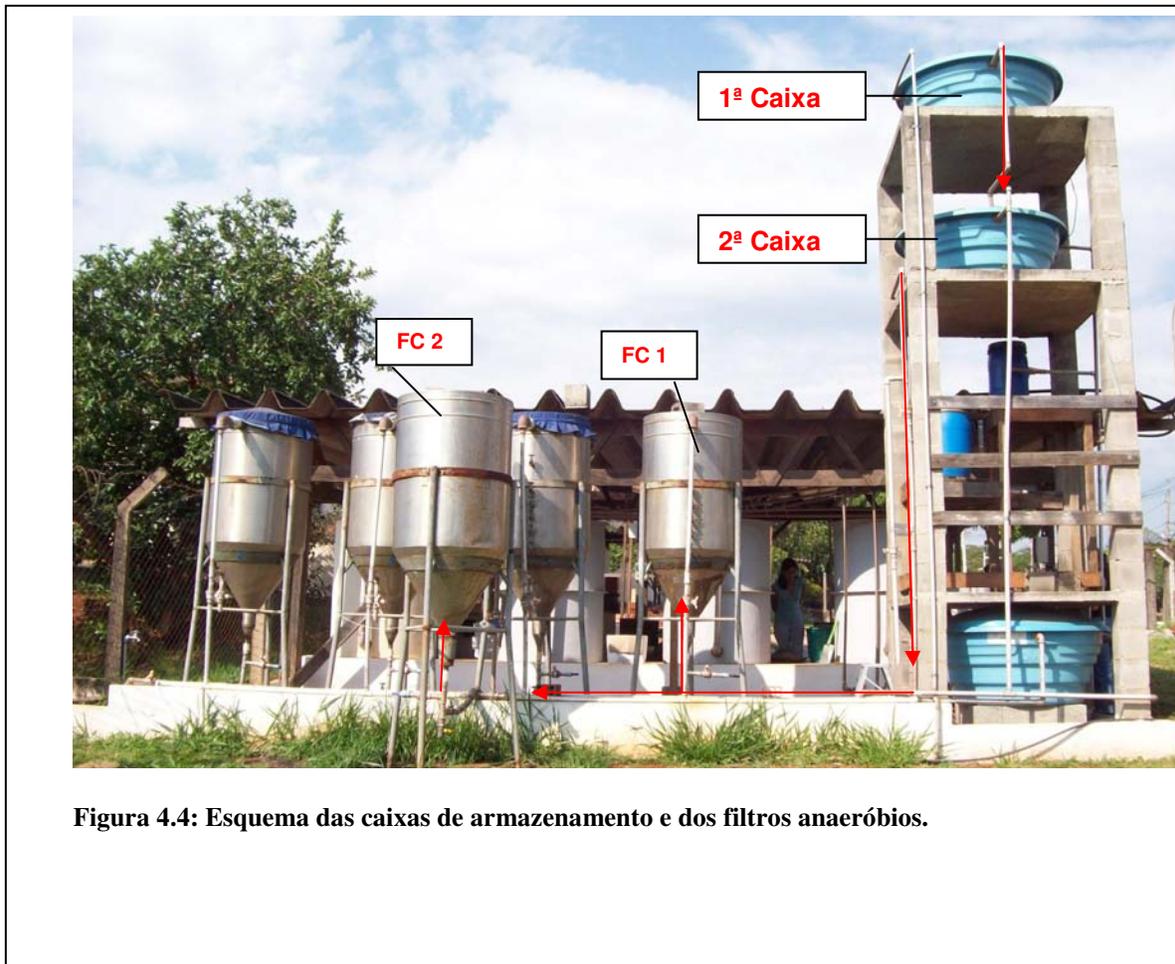


Figura 4.4: Esquema das caixas de armazenamento e dos filtros anaeróbios.

4.3 FILTROS ANAERÓBIOS

Os filtros anaeróbios eram construídos em aço inox com formato cilíndrico e volume total de 500 L . O diâmetro interno era de 0,75 m e a altura total de 1,68 m. O fundo cônico era separado da região ocupada com o recheio por uma grade de bambu cujos espaços livres impediam a passagem das unidades constituintes do meio suporte e funcionavam como compartimento para a distribuição do esgoto. A grade de bambu pode ser vista na Figura 4.5.



Figura 4.5: Grade suporte de bambu, instalada no fundo dos reatores, sobre o cone e na superfície.

O preenchimento do reator foi feito por casca de coco verde da espécie *Cocos nucifera* e após o preenchimento do reator com este material, uma média de $62,5\% \pm 2,4\%$ do volume dos filtros passou a ser de vazios.

Para evitar a flutuação do material suporte, outra grade de bambu foi colocada sobre a superfície do leito.

As cascas de coco verde foram cortadas em 4 partes após, em sua maioria, estarem secas; apenas uma parcela foi cortada com a casca ainda verde para ser preenchido um terço do FC2. Um facão foi utilizado para a realização deste corte. A forma dos pedaços para preencher o reator está representada na Figura 4.6.



Figura 4.6 : Detalhe dos pedaços de coco verde.

O esquema dos reatores anaeróbios está ilustrado pela Figura 4.7 e a Figura 4.8 apresenta um destes filtros.

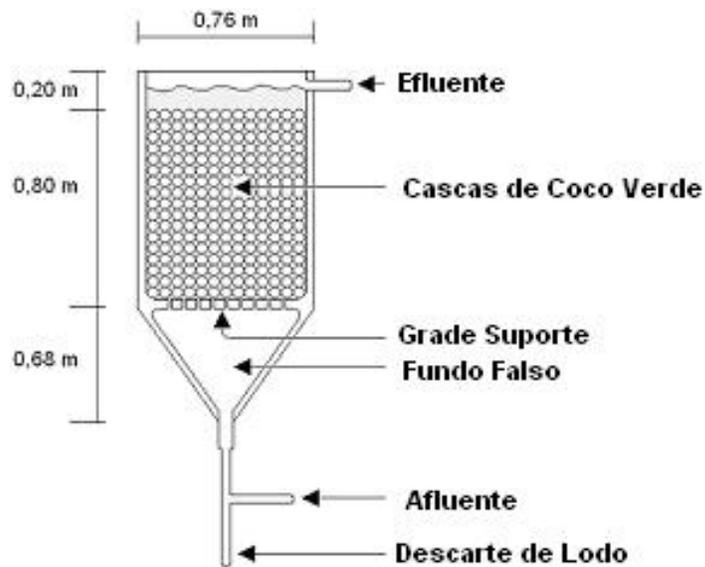


Figura 4.7: Esquema do reator anaeróbio com recheio de coco verde.



Figura 4.8: Vista frontal do reator anaeróbio com recheio de coco verde.

A operação era de fluxo ascendente e o controle da vazão de alimentação do afluente em cada reator era realizado quatro vezes ao dia pela medição da vazão na saída final de cada filtro. Diferentes tempos de detenção hidráulica foram aplicados. Iniciou-se com um TDH de 12 horas e diminuiu-se gradativamente até um TDH de 3 horas. A Tabela 4.1 apresenta o período que cada TDH foi aplicado nos dois filtros anaeróbios.

Tabela 4.1: Período, em semanas, de cada TDH aplicado em cada filtro anaeróbio, FC1 e FC2.

TDH (horas)	Período em FC1	Período em FC2
12	2 semanas	14 semanas
9	43 semanas	5 semanas
6	9 semanas	7 semanas
3	6 semanas	-

4.4 TESTE HIDRODINÂMICO

O teste hidrodinâmico foi realizado baseado em estudos de Camargo (2000) que utilizou como procedimento a técnica de estímulo e resposta, tendo em vista um TDH teórico de 9 horas (LEVENSPIEL, 2000). O procedimento foi replicado para o recheio com cascas de coco verde a partir de estudos de Tonetti (2008) o qual utilizou anéis de bambu como meio suporte do filtro anaeróbio.

Previamente os reatores foram alimentados com água proveniente da rede de distribuição, até que o sistema entrasse em regime, antes da injeção do traçador.

O traçador utilizado foi o NaCl, aplicando-se 4 litros, em cada reator, de solução saturada (310 mgL^{-1}) a qual foi adicionada na forma de pulso, antes do registro de controle de vazão do reator.

O comportamento hidrodinâmico foi obtido por meio do monitoramento da condutividade elétrica do líquido na saída do reator. Durante todo o teste, a condutividade foi monitorada de forma contínua com o uso de um condutímetro (Micronal B330). Conforme pode ser visualizado por meio da Figura 4.9, a leitura

dos dados de condutividade era feita com o emprego da Análise em Fluxo, sendo que uma bomba peristáltica captava uma pequena parcela do líquido que deixava o reator e enviava até uma cela de medição instantânea e continua da condutividade. Os dados gerados eram impressos imediatamente por um registrador gráfico.

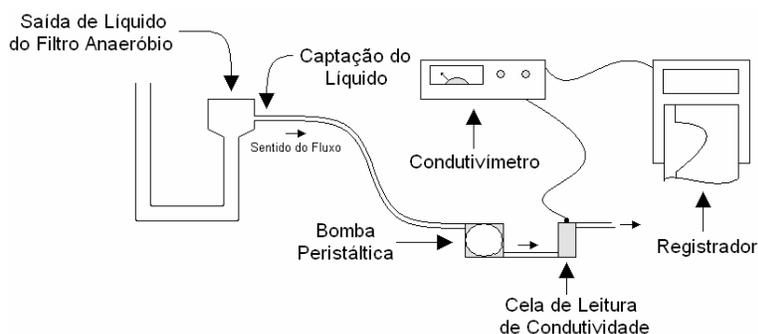


Figura 4.9: Esquema da leitura dos dados de condutividade dos filtros anaeróbios pela Análise em Fluxo (Tonetti,2008).

A fim de ser obtida a concentração de cloreto de sódio no efluente do filtro anaeróbio com recheio de casca de coco verde em função do tempo de execução do teste, a condutividade elétrica medida foi convertida para concentração do traçador. A relação entre a concentração do traçador e a condutividade da solução foi feita utilizando-se a equação obtida a partir do gráfico de concentração versus altura dos picos das soluções padrões de NaCl. Esse gráfico foi traçado através das leituras e registro da condutividade destas soluções de concentrações conhecidas (20, 40, 60, 80, 100, 200 e 400 mgL⁻¹). O gráfico está representado na Figura 4.10 (CRUZ *et al.*, 2008).

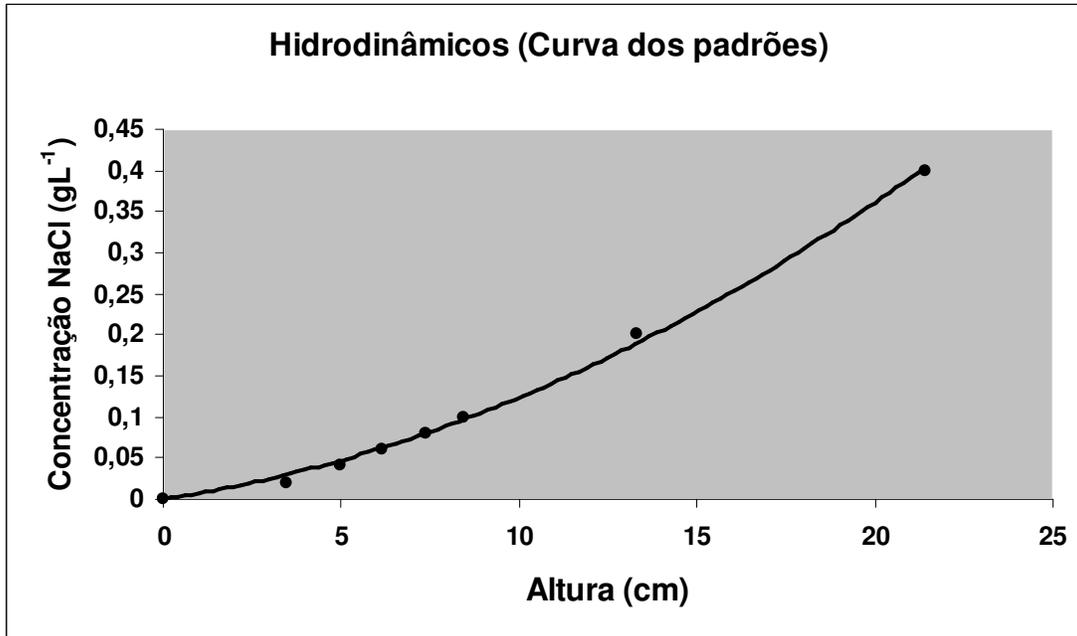


Figura 4.10 : Gráfico de concentração versus altura dos picos das soluções padrões de NaCl.

4.5 PARTIDA E ESTUDO DE DIFERENTES TEMPOS DE DETENÇÃO HIDRÁULICA

A partida do reator FC1 foi efetuada sem inóculo. Este foi alimentado com esgoto doméstico com vazão de 0,68 Lmin⁻¹ para atingir o tempo de detenção hidráulico (TDH) de 12 horas. Após este procedimento, o TDH foi gradativamente diminuído até alcançar o TDH de 3 horas assim como já descrito na Tabela 4.1. Para a mudança de TDH, esperava-se que o reator atingisse uma estabilização nos resultados dos diversos parâmetros analisados, ou seja, que estivesse operando em seu equilíbrio e alcançasse uma remoção de DQO em torno de 60%.

Já o reator FC2 foi inoculado antes de sua partida, para que o processo fosse acelerado. O volume de lodo utilizado como inóculo foi de, aproximadamente, 10L (um terço do volume da parte cônica do reator).

O procedimento de inoculação foi adotado segundo Chernicharo (2007); O lodo foi transferido para o fundo do reator e ficou em repouso por 12 horas e, em

seguida, o reator foi preenchido com o esgoto doméstico até a metade de seu volume e ficou em repouso por mais 24 horas. Depois houve o preenchimento completo do reator com o esgoto e o seu repouso por mais um dia. Após este período, foi dada a partida no reator, ou seja, este foi alimentado de forma contínua pelo afluente. O TDH inicial foi de 12 horas e quando a biomassa atingiu o seu equilíbrio, o TDH foi diminuído gradativamente assim como descrito na Tabela 4.1.

O lodo utilizado na inoculação deste reator foi proveniente de outros quatro reatores anaeróbios. Três deles eram filtros anaeróbios, com material suporte de bambu (*Bambusa tuldoides*) os quais tratavam o mesmo esgoto doméstico que foi encaminhado ao reator FC2, e o outro reator era de fluxo contínuo instalado na FEAGRI (Faculdade de Engenharia Agrícola) e alimentado por afluente caracterizado também como doméstico. Todos estes reatores estavam em operação e com bom desempenho na remoção de matéria orgânica (em torno de 60%) e, portanto, o seu lodo já estava estabilizado. Com as amostras dos lodos recolhidos de cada reator para a inoculação de FC2 foram feitas as seguintes análises: pH, índice volumétrico do lodo (IVL) e série de sólidos. As metodologias estão descritas no item 4.10 e os resultados apresentados no item 5.4.

A Tabela 4.2 resume os TDH estudados nos filtros anaeróbios e a vazão que era empregada para atingir o TDH desejado.

Tabela 4.2: TDH em horas e a vazão correspondente em Lh^{-1} .

TDH (horas)	Q (Lh^{-1})
12	29,0
9	38,7
6	58,0
3	116,15

4.6 APLICAÇÃO DO EFLUENTE ANAERÓBIO

Para a seqüência do tratamento, o efluente anaeróbio era armazenado em uma caixa de 500 L e era bombeado automaticamente para os filtros de areia (FA1, FA2, FA3 e FA4) nos horários estipulados. A descarga direcionada em cada aplicação sobre as superfícies dos leitos de areia era de 50Lm^{-2} e, em cada filtro, este volume era disposto, diariamente, em diferentes freqüências de aplicação. Este valor foi estipulado baseado em estudos de Tonetti (2004) que obteve, para filtros de areia semelhantes, melhores resultados em descargas de 40Lm^{-2} e 60Lm^{-2} .

As aplicações eram feitas em um curto intervalo de tempo, correspondente ao rápido recalque das bombas automatizadas. A disposição em menor tempo buscava simular o uso da válvula ou da caixa de descarga, quando o sistema teria a operação mais difícil.

Durante 5 semanas, no primeiro filtro de areia (FA1), foi empregada a carga total de 600Lm^{-2} por dia. No segundo filtro (FA2), esta carga foi de 500Lm^{-2} por dia. Para o terceiro filtro (FA3), a carga total disposta por dia foi de 400Lm^{-2} e no quarto filtro (FA4) o total da carga aplicada diariamente foi 300Lm^{-2} . A fim de ocorrer estas disposições durante 24 horas, houve a automatização do sistema de aplicação.

A tabela 4.3 apresenta o número de aplicações feitas por dia em cada filtro e a carga total diária aplicada. Na tabela 4.4 são descritos os horários de aplicação da carga de 50Lm^{-2} em cada filtro.

Tabela 4.3: Número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro e a carga total diária aplicada.

	FA1	FA2	FA3	FA4
Nº de Aplicações				
de $50\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$	12	10	8	6
Lm^{-2}dia	600	500	400	300

Tabela 4.4: Horários de aplicação da carga de 50Lm⁻² em cada filtro.

Horário das Aplicações			
FA1	FA2	FA3	FA4
00:05	00:10	00:15	00:20
02:05	02:34	03:15	04:20
04:05	04:58	06:15	08:20
06:05	07:22	09:15	12:20
08:05	09:46	12:15	16:20
10:05	12:10	15:15	20:20
12:05	14:34	18:15	-
14:05	16:58	21:15	-
16:05	19:22	-	-
18:05	21:46	-	-
20:05	-	-	-
22:05	-	-	-

4.6.1 ADIÇÃO DO COMPOSTO ALCALINO (K₂CO₃) NOS LEITOS DE AREIA

Assim como já estudado por Tonetti (2008), foi necessária a adição de um composto alcalino em cada aplicação de efluente anaeróbico no leito de areia. A finalidade era a neutralização do pH e o aumento da alcalinidade para favorecer a ocorrência da nitrificação nos leitos de areia e, também, garantir que o efluente final estivesse dentro dos padrões de lançamento em corpos hídricos quanto a valores de pH e/ou que pudesse ser empregado como água de reúso.

O reagente escolhido foi o carbonato de potássio (K₂CO₃) visto que é solúvel em água, ou seja, não foram formados precipitados sobre o leito, e em solução torna-se fortemente alcalino. Além disso, seus componentes não prejudicam a utilização deste efluente final como água de reúso.

Nesta pesquisa, foram adicionados, em cada aplicação de 50Lm⁻², 100mL de solução de carbonato de potássio com concentração de 100gL⁻¹.

4.6.2 AUTOMATIZAÇÃO

Para a automatização do sistema, foram instalados 4 bombas (marca ASKO, Modelo 602247), 4 válvulas e o sistema de automação com um controlador lógico programável, assim como mostram as Figuras 4.11, 4.12 e 4.13.



Figura 4.11: Válvula de aplicação do composto alcalino.



Figura 4.12: Detalhe da bomba que recalca efluente anaeróbico para filtros de areia.

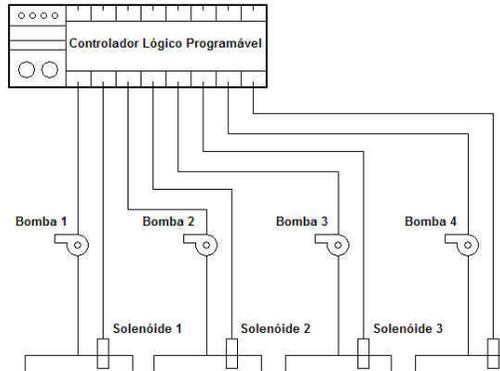


Figura 4.13: Esquema do controlador lógico programável.

As bombas eram acionadas pelo sistema nos horários determinados previamente e ficavam ligadas durante 04 minutos a fim de que fosse recalçada a taxa de aplicação de 50Lm^{-2} de efluente anaeróbico para os filtros de areia por uma tubulação de 0,032 m de diâmetro.

Durante a aplicação, a válvula respectiva ao filtro que recebia efluente era aberta também pelo sistema durante 10 segundos e, assim, era aplicado o composto alcalino. Esta solução alcalina era armazenada em um caixa de 20L que se localizava acima dos filtros de areia, de maneira que, imediatamente após a abertura da válvula pelo sistema, esta era encaminhada para os leitos por gravidade através de uma tubulação de 0,020 m de diâmetro.

O tempo de abertura da válvula, assim como o tempo que as bombas ficavam ligadas foi encontrado mediante testes. Verificou-se o tempo necessário de funcionamento para que fossem aplicados os volumes necessários de efluente anaeróbico e de composto alcalino sobre o leito de areia.

4.7 FILTROS DE AREIA

Para esta pesquisa, utilizaram-se quatro filtros de areia que foram denominados FA1, FA2, FA3 e FA4. Os filtros foram estudados por Tonetti (2008). Na superfície dos filtros de areia, havia uma placa quadrada de madeira com 0,20 m de comprimento onde ocorria o choque do efluente anaeróbio a fim de que se formassem gotículas. Com esta colisão, o líquido era espalhado uniformemente sobre o leito evitando a formação de caminhos preferenciais. Para impedir que esta placa flutuasse ou se movimentasse durante a aplicação, abaixo, havia um pequeno tijolo prendendo-a. A Figura 4.14 apresenta esta placa de distribuição.

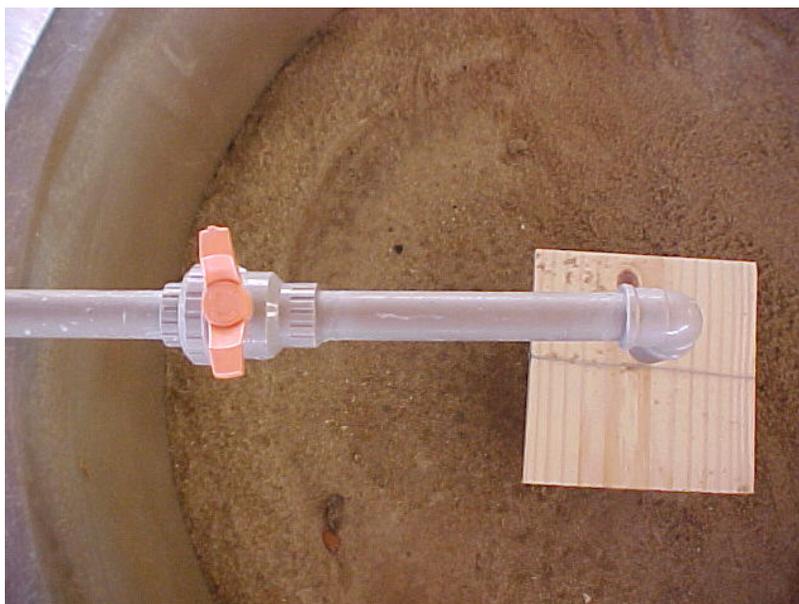


Figura 4.14: Placa de distribuição do efluente anaeróbio sobre o leito de areia.

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 de diâmetro na parte inferior, onde foi instalada a tubulação de saída do efluente. Três camadas estratificadas foram empregadas para a composição do leito a partir da base do reator. A primeira possuía 0,20 m de profundidade e era composta por Brita 2, com diâmetro efetivo (D_{10}) de 16,120 mm, coeficiente de desuniformidade (CD) de 1,886 e coeficiente

de vazios (C_v) de 45,80%. Acima estava a camada formada por Brita 1 com D_{10} igual a 7,510 mm, CD de 1,664 e C_v de 44,08%, tendo 0,05 m de profundidade. A finalidade deste material era sustentar a areia, impedindo que suas partículas fossem arrastadas para fora da estrutura do sistema. A Figura 4.15 ilustra o esquema de um filtro de areia com a disposição das camadas.

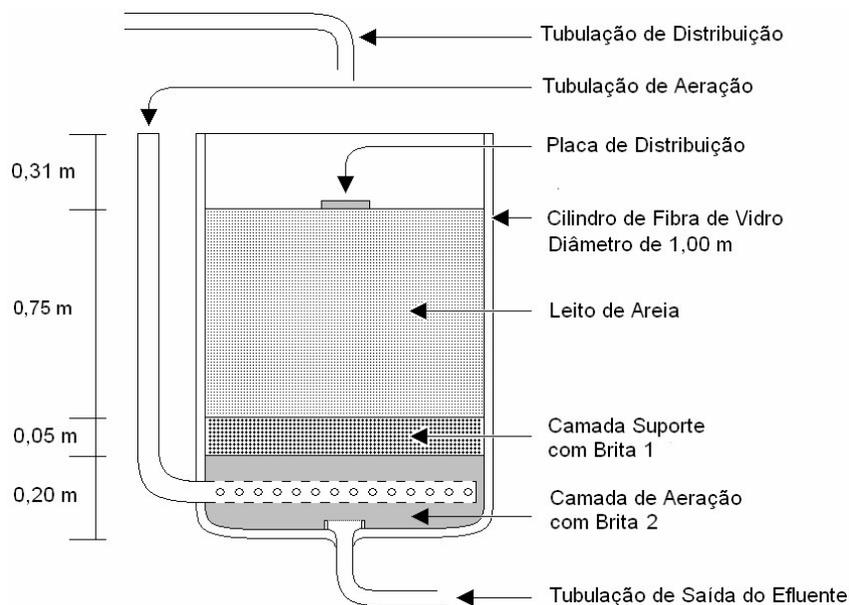


Figura 4.15: Esquema dos filtros de areia. (Fonte: TONETTI,2008)

Adotou-se a profundidade de 0,75 m para o leito de areia, que segundo estudos desenvolvidos por Tonetti (2004) foi 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), com diâmetro efetivo de 0,175 mm, coeficiente de desuniformidade de 3,142 e coeficiente de vazios de 28,58 %. Porém, se a base de classificação considerada for 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 utilizados por serem mais facilmente encontrados na região de desenvolvimento do projeto. Foram lavados com água e cuidadosamente misturados antes da colocação no interior dos filtros para que fosse retirado qualquer composto que pudesse interferir no experimento e a obtenção de camadas homogêneas. Depois de assentados no interior dos filtros, houve nova lavagem com água potável, até que o líquido que saia do sistema tivesse uma coloração transparente e cristalina, indicando que não havia mais o arraste visível de partículas presentes na areia. A tubulação de saída tinha diâmetro de 0,032 m e foi instalada a partir do centro da base, com uma ligeira inclinação em toda a sua extensão para impedir a permanência de efluente em seu interior.

4.7.1 TUBULAÇÃO DE AERAÇÃO NOS FILTROS DE AREIA

A fim de ampliar a aeração do leito, na lateral de cada filtro, foi instalado 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, sem existir equipamentos mecânicos para cumprir tal função.

Esta aeração se fez necessária uma vez que o filtro de areia tinha como função promover a nitrificação e, a fim de ela ocorra, é necessário que exista a condição aeróbia. Assim, havendo o oxigênio, as bactérias nitrificantes podem converter (oxidar) os íons amônio em nitrito e este em nitrato.

Além disso, para que as estações de chuva e seca não influenciassem sobre os resultados experimentais, foi construída uma cobertura sobre as instalações da pesquisa. Com este recurso esperava-se uma melhor checagem entre os dados gerados, já que a chuva desarranjaria a estrutura da areia, principalmente a camada superficial, além de diluir o efluente.

4.8 ASPECTOS OPERACIONAIS

4.8.1 Filtros anaeróbios

Na área onde instalou-se o projeto havia 5 filtros anaeróbios; Sendo 3 com recheio de anéis de bambu – instalados e estudados anteriormente por Tonetti (2008) – e 2 preenchidos com casca de coco verde. A fim de se produzir o volume de afluente necessário para a aplicação nos leitos de areia, utilizou-se 4 destes filtros: os 3 filtros anaeróbios com recheio de bambu e um filtro anaeróbio preenchido com casca de coco verde. Assim, foi possível a produção suficiente de efluente anaeróbio para a aplicação nos leitos de areia e o estudo mais aprofundado da variação do TDH em um dos filtros anaeróbios com recheio de casca de coco verde.

O volume útil dos filtros anaeróbios recheados com anéis de bambu era de 374,11L (74,75% do volume total) e, quando preenchidos com cascas de coco verde, este valor era de 312,8L (62,5% do volume total). O fluxo era ascendente e o tempo de detenção hidráulica nominal dos filtros que produziam efluente anaeróbio para a aplicação nos leitos de areia era de 6 horas.

4.8.2 Filtros de Areia

As aplicações das cargas diárias totais de 600, 500, 400 e 300 Lm^{-2} , respectivamente, nos filtros de areia FA1, FA2, FA3 e FA4, tiveram início após já terem sido operados por 111 semanas com cargas diárias que variavam de 50 Lm^{-2} a 200 Lm^{-2} (Detalhes sobre as taxas e tempo de operação estão na Tabela 5.5).

Outra medida adotada durante o período de estudo foi a raspagem da areia superficial quando os leitos estavam com escoamento lento, evidenciando uma colmatação. A areia que se mostrava mais escura do que a normal era retirada (em torno de 0,05 m de altura) e armazenada em um recipiente para ser seca ao sol. Os torrões de areia eram retirados a fim de somente ser retornada ao filtro sua parte mais fina. Este procedimento de secagem e de limpeza teve duração de aproximadamente 7 semanas e foi realizado nos quatro filtros porém em épocas diferentes. No item 4.12, há melhor detalhamento sobre o período de raspagem.

4.9 CARACTERIZAÇÃO DA CASCA DO COCO VERDE

Para a caracterização da casca do coco verde, foram feitos dois ensaios com amostras denominadas secas - antes de preencherem os filtros anaeróbios – e úmidas – após serem utilizadas como meio suporte. A Figura 4.16 expõe as amostras dos dois tipos de casca.



Figura 4.16: Amostras de casca de coco úmidas e secas.

Os ensaios realizados foram os descritos a seguir:

4.9.1 Ensaio de Tração

O ensaio de tração foi realizado no Laboratório de Propriedades Mecânicas no Departamento de Engenharia de Materiais da Faculdade de Engenharia Mecânica com o Equipamento servohidráulico para ensaios mecânicos (Modelo: 810-TestStarII, Fabricante: MTS - Material Testing System).

Consiste, basicamente, em submeter um corpo de prova (CP) de seção reta retangular (CP prismático) ou circular (CP cilíndrico) a uma carga de força crescente até atingir a sua ruptura. Os valores da força (N) e deslocamento (mm) são medidos e registrados continuamente ao longo do ensaio, obtém-se assim a curva força x deslocamento.

Na Figura 4.17 observa-se a preparação deste ensaio com as fibras da casca do coco verde.



Figura 4.17: Detalhe da preparação do ensaio de tração com as fibras da casca de coco verde no servohidráulico para ensaios mecânicos (Modelo: 810-TestStarII, Fabricante: MTS - Material Testing System).

Para o ensaio com as fibras da casca de coco verde, foram separados 10 pedaços de casca de coco secos e 10 pedaços após serem utilizados por 51 semanas no filtro anaeróbico como meio suporte.

Retirou-se um conjunto de fibras de cada pedaço para serem formados os corpos de prova. As fibras de cada CP foram enroladas entre si de modo a permitir a medição do seu diâmetro por um paquímetro, assim como mostra a Figura 4.18.



Figura 4.18: Detalhe da medição do diâmetro do conjunto de fibras da casca de coco verde, com paquímetro.

Com esta medida e considerando o CP cilíndrico, foi possível estimar a área da secção e encontrar o valor da tração. Utilizou-se a Equação 4.1.

$$T = \frac{F}{A} (MPa) \quad \text{Equação 4.4.1: Tração em MPa}$$

Onde T é o valor da tração dada em MPa, F é a Força máxima (N) aplicada ao CP até a sua ruptura e A é a área estimada em mm² da secção do CP.

Com os gráficos obtidos, também foi calculada a porcentagem de deformação através da Equação 4.2:

$$\%D = \frac{df}{di} \times 100 \quad \text{Equação 4.4.2: Porcentagem de deformação.}$$

Onde %D é a porcentagem de deformação, *di* é o comprimento inicial do corpo de prova (distância inicial entre as garras) em mm e *df* o deslocamento em mm até a ruptura do CP.

Para este teste a distância entre as garras (*di*) foi de 70mm e a velocidade do ensaio, ou seja, a velocidade que as garras se distanciavam, foi de 20mm/min.

4.9.2 Ensaio de Volume das Cascas de Coco Verde

O volume de vazio foi calculado pela metodologia descrita a seguir:

Em um recipiente de volume conhecido foram colocadas, aleatoriamente, cascas de coco verde. Em seguida, uma alíquota conhecida de água foi vertida até o completo preenchimento do recipiente. O volume de água utilizado corresponde ao volume de vazios, em litros, do recipiente. Calculou-se, assim, a porcentagem de vazios. Este procedimento foi realizado com as cascas de coco secas e úmidas (antes e após serem utilizadas no reator como meio suporte por 60 semanas) a fim de haver a comparação dos valores. Também houve a repetição do teste para ser encontrada uma média da porcentagem.

4.10 COLETA DE AMOSTRAS E ANÁLISES LABORATORIAIS

As coletas do esgoto bruto, dos efluentes dos filtros anaeróbios e dos filtros de areia foram feitas semanalmente. Os frascos adotados nas coletas para análises químicas e físicas possuíam um volume de 2.000 mL. Inicialmente eram lavados com ácido clorídrico (1:1), buscando sua adequação para o procedimento de determinação do fósforo e a seguir era empregada uma grande quantidade de água para a completa limpeza.

Os recipientes utilizados na coleta das amostras para análise biológica 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 destas amostras, os frascos eram armazenados no interior de uma caixa com gelo.

Os parâmetros físicos, químicos e biológicos analisados foram os seguintes: temperatura, pH, alcalinidade, condutividade, oxigênio dissolvido (OD), turbidez, demanda bioquímica de oxigênio (DBO), demanda química de oxigênio (DQO), carbono orgânico total (COT), série do nitrogênio, fósforo, sólidos suspensos totais, sólidos suspensos fixos e voláteis e organismos patogênicos (coliformes totais e *E.Coli*). Além disso, para melhor monitoramento do equilíbrio dos filtros anaeróbios, foi feita a análise de ácidos graxos voláteis com seus efluentes.

Para a caracterização do lodo, utilizado na inoculação e o que foi produzido em cada filtro anaeróbio, foram feitas análises de pH, índice volumétrico do lodo (IVL) e série de sólidos.

4.10.1 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 das metodologias foi baseada no *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (APHA, *et. al*, 2005).

As exceções foram as análises dos compostos nitrogenados (nitrito e nitrato), que se adotou o método colorimétrico utilizando-se pillows da HACH®. As amostras eram previamente filtradas para eliminação de cor e turbidez a fim de serem reduzidas as interferências. Para a análise de nitrato, utilizou-se o método 8039 com comprimento de onda de 500 nm; e na análise de nitrito o método usado foi o 8507 com comprimento de onda de 507 nm. Ambas as análises foram realizadas no espectrofotômetro DR4000U.

No caso da alcalinidade empregou-se a forma analítica exposta por Ripley *et al.* (1986) e a análise de Ácidos Graxos Voláteis foi baseada na metodologia exposta por Dilallo (1961).

Na Tabela 4.5 estão apresentados os parâmetros analisados e a indicação do método empregado.

Tabela 4.5: Métodos empregados nos ensaios laboratoriais.

Nome	Metodologia	Denominação
Ácidos Graxos Voláteis	Dilallo (1961)	-
Alcalinidade	Ripley et al (1986)	-
Carbono Orgânico Total (TOC)	5310 B	High Temperature Combustion Method
Coliformes Totais	9223 B	Enzyme Substrate Test
<i>E. coli</i>		Conductivity
Condutividade	2510 – A	5 – Day BOD Test
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)	5210 – B	Closed Reflux, Colorimetric Method
Demanda Química de Oxigênio (DQO)	5520 – D	Ascorbic Acid Method
Fósforo	4500 - PE	Sludge Volume Index
Índice Volumétrico do Lodo (IVL)	2710 - D	
Nitrato		
Nitrito	Hach 8039 e 8507	-
Nitrogênio Amoniacal		
Nitrogênio Total Kjeldahl (NTK)	4500 – Nitrogen (Organic) B	Macro Kjeldahl Method
Oxigênio Dissolvido	4500 – O G	Membrane Electrometric Method
pH	4500 – pH Value B	Electrometric Method
Sólidos Suspensos Totais	2540 – D	Total Suspended Solids
Sólidos Suspensos Fixos	2540 – E	Fixed and Volatile Solids Ignited at 550°C
Sólidos Suspensos Voláteis	2540 – E	
Temperatura	2550	Temperature
Turbidez	2130 – B	Nephelometric Method

4.11 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos com as análises laboratoriais de cada parâmetro foram comparados com limites das legislações vigentes.

A Resolução CONAMA 357 (2005) foi utilizada para a verificação da possibilidade de lançamento dos efluentes em corpos hídricos. Associada a esta legislação, empregou-se a legislação do Estado de São Paulo (DECRETO no 8.468, 1976), a de Minas Gerais (COPAM nº 10, 1986) e a do Rio Grande do Sul (CONSEMA no 128, 2006).

Para a possibilidade de reúso foi feita a comparação com recomendações 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).

4.11.1 Análise Estatística

Os resultados foram submetidos a um tratamento estatístico com o Programa Bioestat 5.0 (AYRES, 2008). Os dados foram analisados quanto à variância com as médias comparadas por meio do teste de Kruskal - Wallis ao nível de 5% ($p < 0,05$) e representados em gráficos gerados pelo programa Microsoft Office Excel.

Os gráficos tiveram representações em função do período de coleta e/ou pelo Box plot.

4.12 Período e Procedimentos de Projeto

O projeto foi desenvolvido durante 18 meses, sendo compreendida, neste período, a instalação e preparação para a partida dos reatores anaeróbios e a automatização do sistema de aplicação do efluente anaeróbio nos filtros de areia.

Pela dificuldade da instalação e preparação dos filtros anaeróbios, estes tiveram o seu início de partida em dias distintos. O primeiro filtro anaeróbio iniciou sua operação em outubro de 2007 e o segundo em junho de 2008, totalizando 60

e 24 semanas de análises, respectivamente. Além disso, para a realização da automatização foi necessário um maior tempo o que levou a um menor período de análises das amostras dos filtros de areia.

Houve, ainda, paralisações momentâneas do tratamento devido a problemas operacionais do sistema como entupimento das tubulações, interrupção do funcionamento da bomba e ajuste à instalação da automatização.

Além disso, em algumas semanas, determinadas análises não foram realizadas por falta de equipamento, reagente ou por dificuldades em seu procedimento.

É importante ressaltar que os filtros de areia foram instalados e operados primeiramente por Tonetti (2008) e, por esta razão, antes de ser instalada a automatização do sistema de aplicação, estes funcionaram com taxas de aplicação entre 50 e 200 $\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ por 111 semanas (Detalhes na Tabela 5.5 do item 5.2.3).

Também, antes da automatização do sistema, houve a raspagem de 5 cm de camada de areia devido ao entupimento dos filtros FA3 e FA4 na 107ª semana de seu uso. Quando realizado este procedimento, o FA4 operava com taxa de aplicação de 200 $\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ e o FA3 havia operado por 88 semanas com taxa de aplicação de 150 $\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ e por 19 semanas com carga de 200 $\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$. Após o período de 7 semanas de limpeza da porção de areia retirada, esta foi retornada aos respectivos filtros. Assim, operaram nas 3 primeiras semanas de automatização, sem a camada superior do leito.

No caso dos filtros FA1 e FA2, a mesma raspagem foi feita após a instalação da automatização do sistema. Assim, quando a porção de areia foi retirada de FA2, este já havia operado por 88 semanas com a taxa de aplicação de 100 $\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, 23 semanas com aplicação de 150 $\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ e mais 3 semanas tratando 500 $\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$. O FA1 teve sua colmatação após operar por 88 semanas a uma taxa diária de 50 Lm^{-2} , 23 semanas com aplicação de 100 $\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ e por mais 5 semanas com carga de aplicação de 600 $\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$. Deste modo, estes dois filtros operaram sem a camada superior em suas últimas semanas de análise.

5. RESULTADOS

Os resultados obtidos serão apresentados na seguinte forma: teste hidrodinâmico dos filtros anaeróbios, período e procedimentos de projeto, parâmetros físicos, químicos e biológicos (dos filtros anaeróbios preenchidos por casaca de coco verde e dos leitos de areia), caracterização da casaca de coco verde e caracterização do lodo.

5.1 Teste Hidrodinâmico

Com a equação obtida a partir do gráfico de concentração versus altura dos picos das soluções padrões de NaCl (Figura 4.10) gerou-se o gráfico da relação entre a concentração do traçador e o tempo, em horas, de realização do teste.

A Figura 5.1 mostra este gráfico gerado para o FC1 (Cruz, 2008).

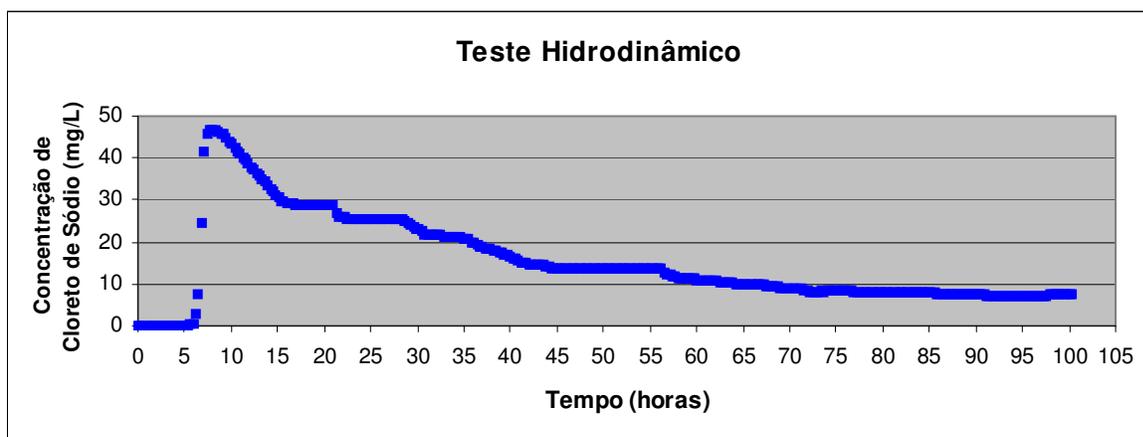


Figura 5.1: Relação entre a concentração de cloreto de sódio para o efluente do filtro anaeróbio com recheio de casaca de coco verde (FC1) e o tempo do experimento.

Com a distribuição da saída do cloreto de sódio do FC1 ao longo do tempo foi possível calcular quanto este reator se afastou do fluxo pistão ideal. Em situações ideais, quando há injeção de um traçador em pulso o mesmo é 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).

A fim de encontrar a quantidade total do traçador que saiu do reator FC1, calculou-se a área sob a curva apresentada na Figura 5.1, empregando-se a Equação 5.1. O valor encontrado para este reator foi de 1545,64 gL⁻¹.

$$A = \int_0^{\infty} C dt = \sum C_i \Delta t_i \xrightarrow{\Delta i \text{ Cons tan te}} \sum C \Delta t$$

Equação 5.1: Quantidade do traçador que saiu do reator FC1 através do cálculo da área sob a curva.

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 passagem utiliza-se a Equação 5.2.

$$\bar{t} = \frac{\int_0^{\infty} t C dt}{\int_0^{\infty} C dt} = \frac{\sum t_i C_i \Delta t_i}{\sum C_i \Delta t_i} \xrightarrow{\Delta t \text{ Cons tan te}} \frac{\sum t_i C_i}{\sum C_i}$$

Equação 5.2: tempo médio de residência derivado da curva do traçador.

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.

Para este reator, o tempo médio de passagem foi de 2323,39 min, aproximadamente 38,72 horas.

A função de distribuição da idade de saída do fluído descreve a distribuição do tempo que os elementos do fluído levam para passar pelo reator. Para ser calculada, cada leitura de concentração deve ser dividida pela área determinada a

partir da Equação 5.1, de forma que a área sob a curva tenha valor unitário. Assim, obteve-se o gráfico da Figura 5.2:

A curva do percentual acumulativo $F(t)$ mostra a quantidade de traçador que deixou o reator FC1 até um determinado tempo t , assim, é possível avaliar a distribuição dos tempos de residência. A Equação 5.3 define $F(t)$.

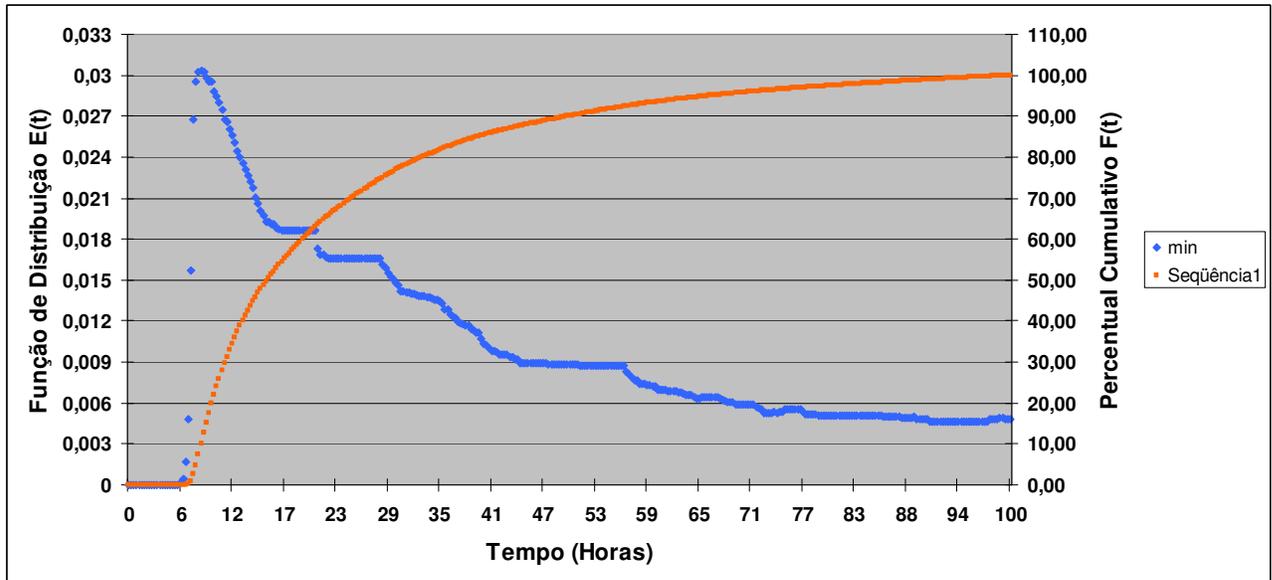


Figura 5.2: Distribuição normalizada do tempo de residência $E(t)$ e da concentração acumulativa de traçador que deixa o reator $F(t)$ em função do tempo do experimento.

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

Com o percentual cumulativo, é possível encontrar a razão, sugerida por Morrill (1932), definida pelos tempos em que 90% e 10% do traçador que foi recuperado ($T_{90\%}/T_{10\%}$). O valor encontrado a partir desta razão é chamado Índice de Dispersão de Morrill (IDM) e permite determinar o comportamento hidrodinâmico do reator já que assume o valor de 1,0 para um reator pistão ideal e em torno de 21,9 para o de mistura completa.

Além do IDM, é possível calcular outros parâmetros propostos por Rebhun e Argaman (1965) como a razão entre o tempo de surgimento do pico de concentração e o tempo de detenção teórico ($t_p/\theta H$) e entre o tempo médio de residência e o tempo de detenção teórico ($\bar{t}/\theta H$). O fluxo tende ao pistão quando $t_p/\theta H$ se aproxima de 1,0; e se o valor de $\bar{t}/\theta H$ é menor do que 1,0, é possível que haja presença de zonas mortas no reator. Os valores para estes parâmetros encontrados no teste hidrodinâmico dos dois filtros anaeróbios (FC1 e FC2) com recheio de casca de coco verde, estão descritos na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Valores obtidos para os diferentes parâmetros na caracterização do filtro anaeróbio com recheio de coco verde.

Parâmetro	Unidade	FC1	FC2
Volume Útil do Reator (V)	L	374,11	374,11
Tempo de Detenção Hidráulico Teórico (θH)	Min	540,00	540,00
Tempo de Pico do Gráfico (t_p)	Min	482,14	446,43
Tempo Médio (\bar{t})	Min	2251,51	1000,74
$t_p/\theta H$	-	0,89	0,83
$\bar{t}/\theta H$	-	4,16	1,85
Índice de Dispersão de Morril (IDM)	10%	607,14	446,43
	90%	4821,43	1517,86
	IDM	7,94	3,40

De acordo com os dados da Tabela 5.1, os IDM de FC1 e FC2 foram, respectivamente, 7,94 e 3,40; mostrando a tendência ao fluxo pistonado já que os valores encontrados estão mais próximos de 1,0 do que de 21,9 (MORRILL, 1932). Esta tendência também pode ser observada pelos valores da razão $t_p/\theta H$, proposta por Rebhun e Argaman (1965), que foram próximos da unidade. Já a razão $\bar{t}/\theta H$ foi maior do que a unidade, evidenciando, segundo os autores, a ausência de zonas mortas nos reatores.

O valor encontrado do IDM para FC2 foi menor do que o do FC1, o que pode ser explicado, segundo Tonetti (2008), pela utilização de cascas de coco

verde novas para o preenchimento de FC2. Assim, neste reator é possível que ocorra uma baixa dispersão axial levando o líquido a permanecer por um menor período no interior do filtro anaeróbio.

5.2 Parâmetros físicos, químicos e biológicos

5.2.1 Temperatura

A temperatura ambiente e a do leito de areia registrada durante o desenvolvimento da pesquisa estão representadas nos gráficos das Figuras 5.3 e 5.4. Foram anotadas desde a instalação do primeiro filtro anaeróbio FC1 e eram registradas em torno das 13:00 horas.

A média encontrada para a temperatura ambiente foi de $26,3^{\circ}\text{C} \pm 4,4^{\circ}\text{C}$ e, no caso da temperatura do leito, a média foi um pouco inferior, no valor de $22,2^{\circ}\text{C} \pm 4,1^{\circ}\text{C}$.

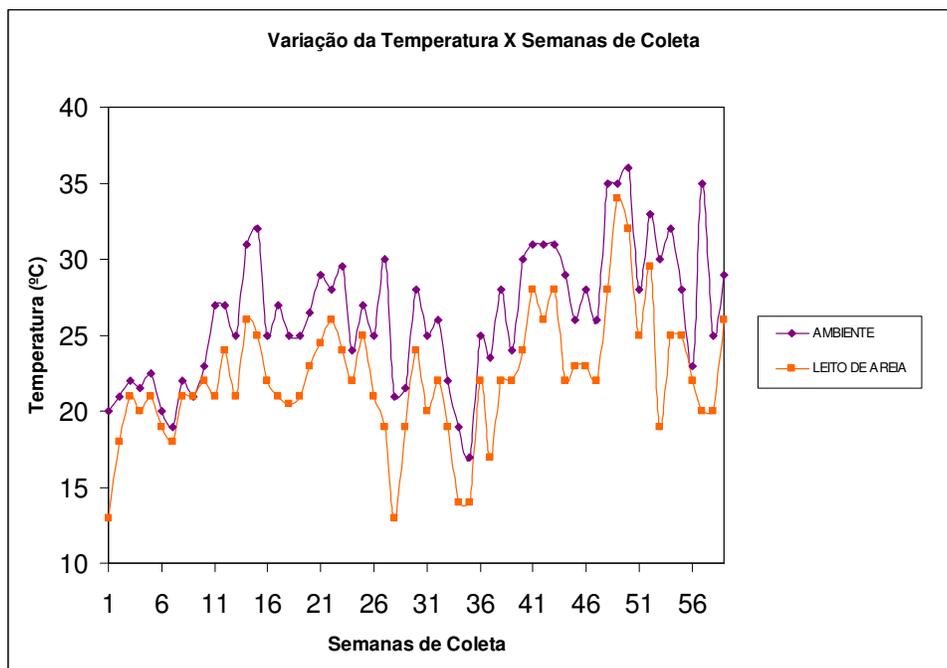


Figura 5.3: Representação da temperatura ambiente e do leito de areia em função das semanas de coleta.

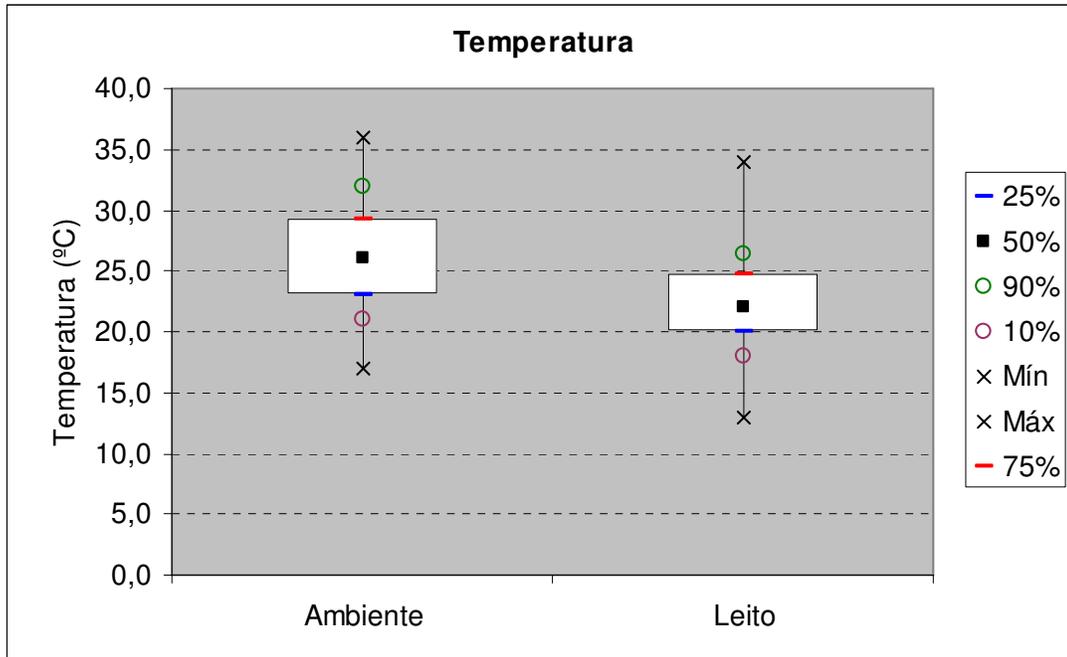


Figura 5.4: Gráficos Box-Plot dos Valores da temperatura Ambiente e do Leito de Areia.

Observa-se pelas figuras que a maioria dos valores encontrados está acima de 20°C o que pode ter facilitado o desenvolvimento das bactérias anaeróbias visto que seu metabolismo tem maior atividade em temperaturas mais elevadas, assim como já discutido no item 3.1.1.

5.2.2 Filtros Anaeróbios

5.2.2.1 pH, Alcalinidade Parcial e Total, Ácidos Graxos Voláteis

As Figuras 5.5 e 5.6 expõem os valores de pH do afluente (EB) e dos efluentes anaeróbios dos dois filtros recheados com casca de coco verde (FC1 e FC2).

As médias encontradas destes valores encontram-se dentro da faixa considerada por Lettinga & van Haandel (2008) como sendo ótima para o processo anaeróbio, entre 6,7 e 7,1 e, também, por Speece (1996) o qual expõe que os reatores anaeróbios devem ser operados com o pH na faixa de 6,5 a 8,2 já que as archeas são sensíveis a pH diferentes destes.

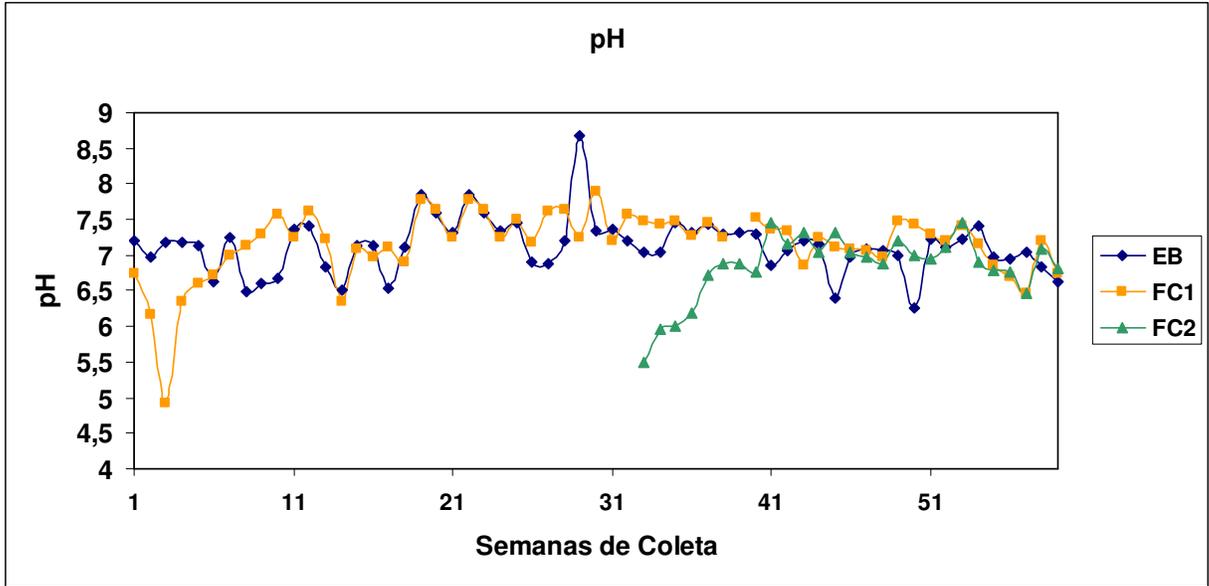


Figura 5.5: Representação da variação do pH em função das semanas de coleta do esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

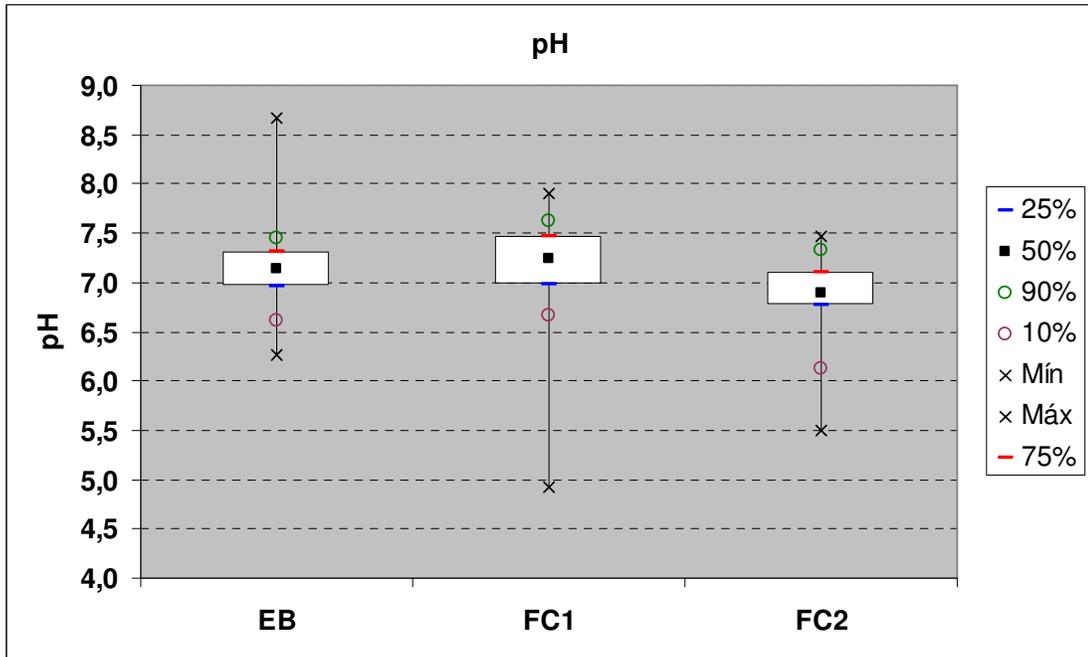


Figura 5.6: Gráficos Box-Plot dos valores de pH das amostras EB, FC1 e FC2.

Os valores mais baixos de pH do EB observados nas Figura 5.5 e 5.6 podem ser explicados pela decomposição de compostos facilmente degradáveis, como

açúcares e amido, na rede coletora, produzindo ácidos orgânicos e causando esta diminuição do pH (CAMPOS, 1999). A mesma transformação ocorre nos filtros anaeróbios. Menores valores de pH são observados no início de sua operação retratando o período de partida. Após a conversão dos compostos facilmente degradáveis em ácidos orgânicos, ainda há ausência de archeas para a transformação destes ácidos em metano, assim, diminuí-se os valores deste parâmetro.

Comparando-se o período inicial de operação dos dois reatores, é possível perceber que o reator inoculado (FC2) teve sua partida em menor tempo do que a de FC1. Em FC2 a biomassa atingiu o seu equilíbrio a partir da 6^a semana enquanto que em FC1, a estabilização ocorreu após a 10^a semana. Posteriormente a este período o pH manteve-se em torno de 7,0 (pH neutro) e não foi afetado mesmo com as mudanças de TDH.

A alcalinidade também evidencia estas ocorrências, como pode ser observado no gráfico da Figura 5.7, onde no início de operação do sistema, a alcalinidade parcial dos filtros anaeróbios é quase igual ou menor do que a encontrada para o EB.

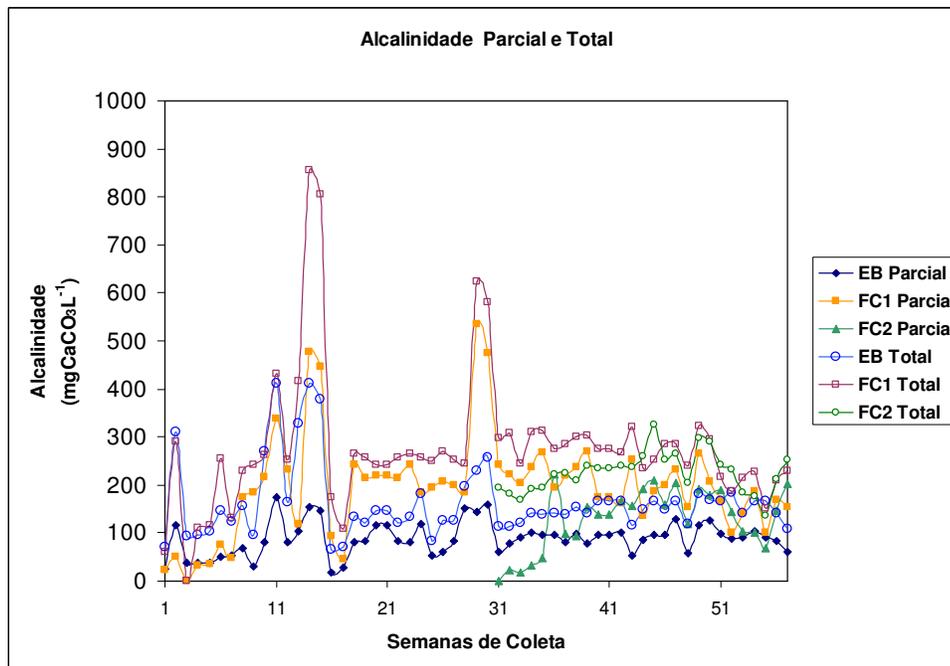


Figura 5.7: Representação da variação da Alcalinidade Total e Parcial em função das semanas de coleta do esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

Ainda, é possível perceber pela Figura 5.7 que, no período de partida dos dois filtros anaeróbios, os valores da alcalinidade tanto total como parcial eram mais baixos se comparado com os valores encontrados durante o período de pesquisa após o equilíbrio microbiano, fato que contribuiu para manter o pH em torno da neutralidade, ou seja, foi formado um bom sistema de tamponamento através do sistema carbônico ($\text{CO}_2, \text{HCO}_3^-$ e CO_3^{2-}), mesmo com a queda dos TDH, evitando distúrbios no sistema. Além disso, não foi necessária a adição de compostos alcalinizantes.

Pela Figura 5.7, nota-se que, após o período de partida dos filtros anaeróbios, os valores de suas alcalinidades são maiores do que os encontrados para o EB.

Esta mesma realidade foi descrita também por outros autores e é explicada, segundo Campos (1999) pela alta concentração de Nitrogênio Amoniacal, proveniente de proteínas, o qual pode agir como uma base forte. Se observado o gráfico da Figura 5.27 (do item 5.2.2.7 na página 95), é possível perceber que a concentração de N-Amoniacal é, assim como a alcalinidade, maior nos efluentes

anaeróbios do que no esgoto bruto. Além disso, o maior pico da concentração de alcalinidade ocorreu na mesma semana da maior concentração de N-Amoniacal na amostra FC1, confirmando a relação entre os dois parâmetros.

As médias da Alcalinidade Parcial e Total das amostras coletadas estão descritas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Médias da Alcalinidade Parcial e Total das amostras de Esgoto Bruto e dos afluentes anaeróbios (FC1 e FC2) em $\text{mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$.

	Alcalinidade Parcial ($\text{mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$)	Alcalinidade Total ($\text{mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$)
EB	88 ± 35,1	163 ± 76,1
FC1	200 ± 106,5	285 ± 143,2
FC2	130 ± 64,4	226 ± 42,1

De acordo com a Tabela 5.2, é possível constatar que o afluente aplicado é típico doméstico já que o valor médio de sua Alcalinidade Total encontra-se na faixa de $110 \text{ mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$ a $170 \text{ mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$ considerada por Von Sperling (1997) como característico deste tipo de esgoto.

A relação entre a alcalinidade intermediária (que é diferença entre as alcalinidades total e parcial) e a alcalinidade parcial (AI/AP) foi calculada a fim de, também, haver o monitoramento da produção de ácidos tóxicos à atividade anaeróbia e da estabilização da biomassa. Os valores estão registrados no gráfico da Figura 5.8.

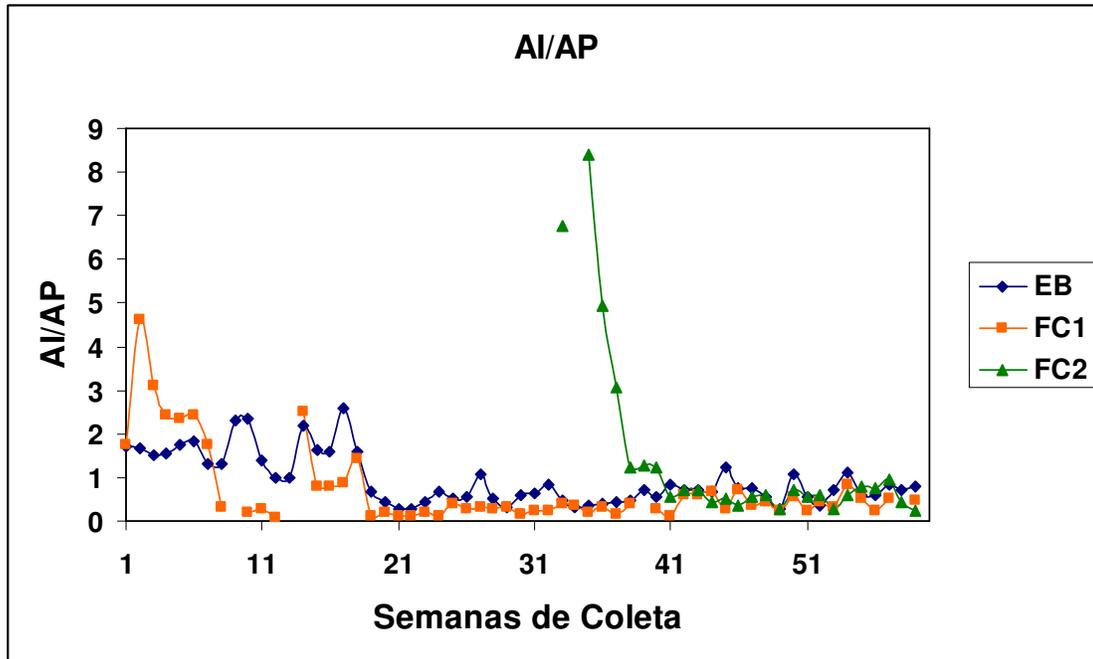


Figura 5.8: Relação AI/AP em função das semanas de coleta do esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

Os valores altos desta relação, encontrados no início da instalação dos dois filtros anaeróbios, coincidem com os baixos valores de pH e de alcalinidade, demonstrando que o sistema ainda não estava estável. Após o período de partida, os valores desta razão foram menores, o que comprova a estabilização da biomassa nestes reatores. Pelo fato de que, após a estabilidade do sistema, a razão AI/AP do EB é maior do que a calculada para os filtros, é possível afirmar que o tampão gerado no interior dos reatores foi principalmente gerado pelos bicarbonatos.

Apesar de Ripley *et al* (1986) afirmarem que o valor da relação AI/AP acima de 0,3 evidencia distúrbios no sistema, os reatores não demonstraram desestabilização mesmo com valores médios desta relação maiores do que este limite máximo. Ou seja, assim como mencionado por Chernicharo (2007), é possível o bom tamponamento do processo mesmo para valores diferentes de 0,3, dependendo do caso em estudo.

Outro parâmetro analisado para o monitoramento dos filtros anaeróbios foi a concentração de ácidos graxos voláteis (AGV) em mgHAcL^{-1} . Pelo estudo, adaptação e aprendizagem da metodologia, o início da análise deste parâmetro foi após algumas semanas da instalação de FC1. As Figuras 5.9 e 5.10 apresentam os gráficos gerados com estes valores.

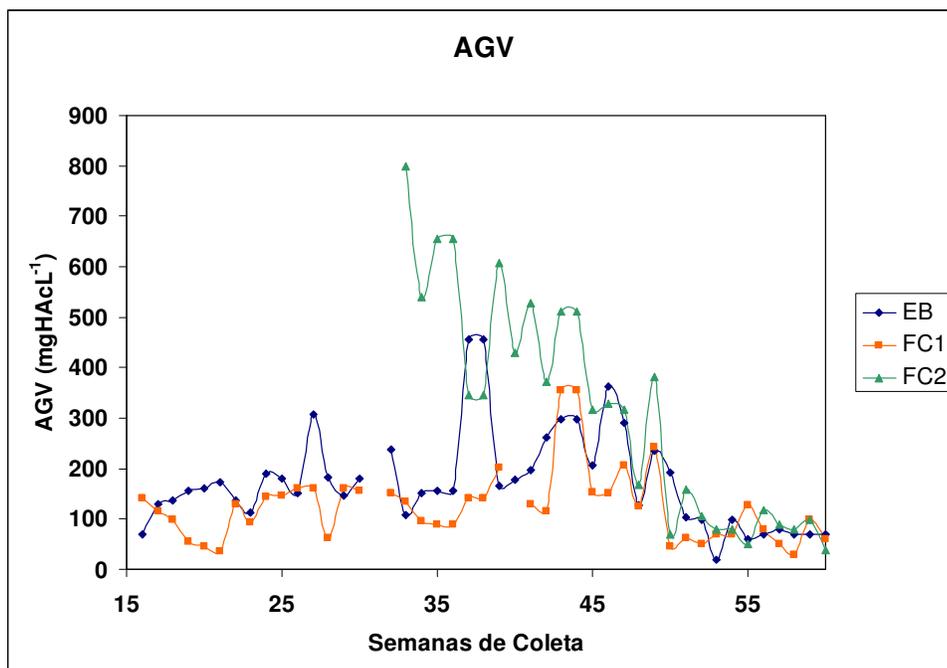


Figura 5.9: Representação da variação da concentração de Ácidos Graxos Voláteis (AGV) em função das semanas de coleta do esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

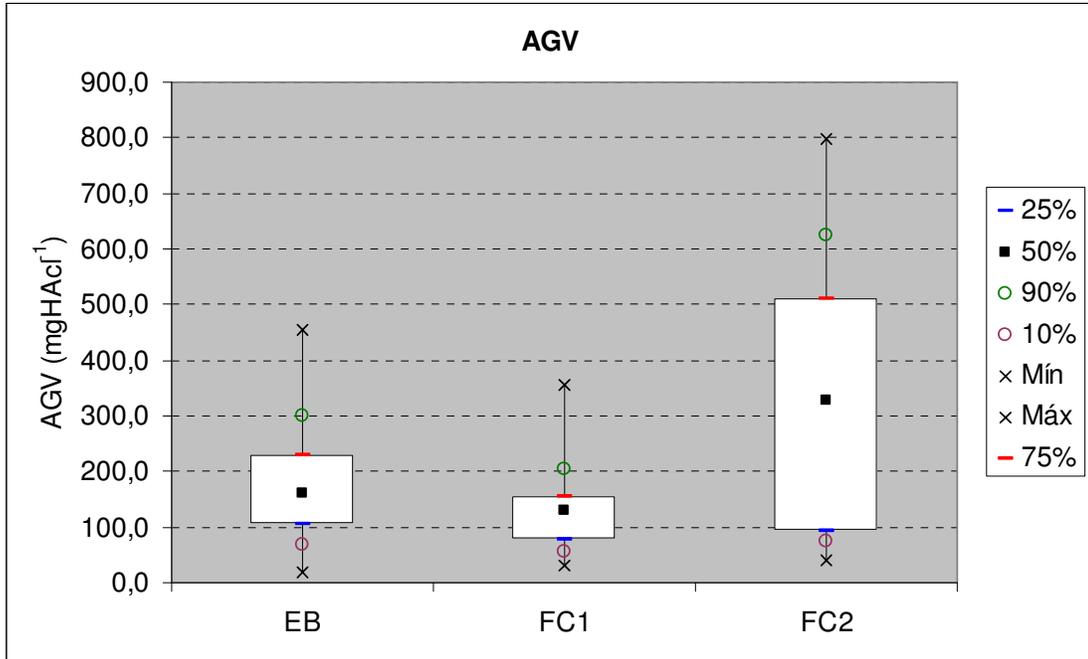


Figura 5.10: Gráficos Box-Plot da concentração de AGV para as amostras EB, FC1 e FC2.

Pelos gráficos (Figuras 5.9 e 5.10) é possível notar que o filtro inoculado (FC2) produziu maior concentração de AGV do que o filtro que teve sua partida sem inóculo (FC1). Esta alta produção influenciou o seu pH cuja maioria dos valores foram menores do que os encontrados para o EB e o FC1. Igualmente, se comparado o valor da alcalinidade de FC1, a concentração desta em FC2 mostra-se inferior, o que evidencia o seu consumo pela produção mais elevada de AGV. Apenas após a 50ª semana o filtro anaeróbico FC2 tem uma produção mais baixa de AGV e uma concentração de $\text{CaCO}_3\text{L}^{-1}$ próxima ao valor encontrado para FC1. Apesar das grandes diferenças na produção dos ácidos orgânicos, o FC2 mostrou-se, assim como FC1, estável.

O maior pico de concentração de AGV para o FC1 deve-se a diminuição do TDH de 9 horas para 6 horas na 42ª semana, porém sua produção é rapidamente estabilizada sem grandes distúrbios posteriores mesmo com outra queda de 3 horas do TDH na 52ª semana.

5.2.2.2 Análises diretas: Turbidez, Condutividade e Oxigênio Dissolvido

Os valores da turbidez encontrados para o afluente (EB) e efluentes anaeróbios (FC1 e FC2) estão expostos nas Figuras 5.11 e 5.12.

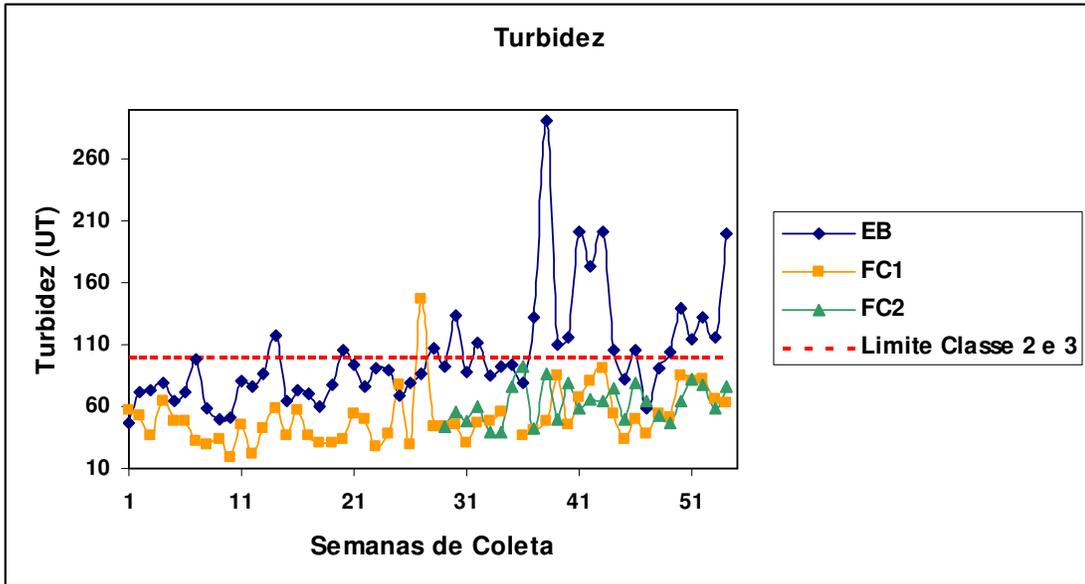


Figura 5.11: Resultados da deerminação da Turbidez em função das semanas de coleta do esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

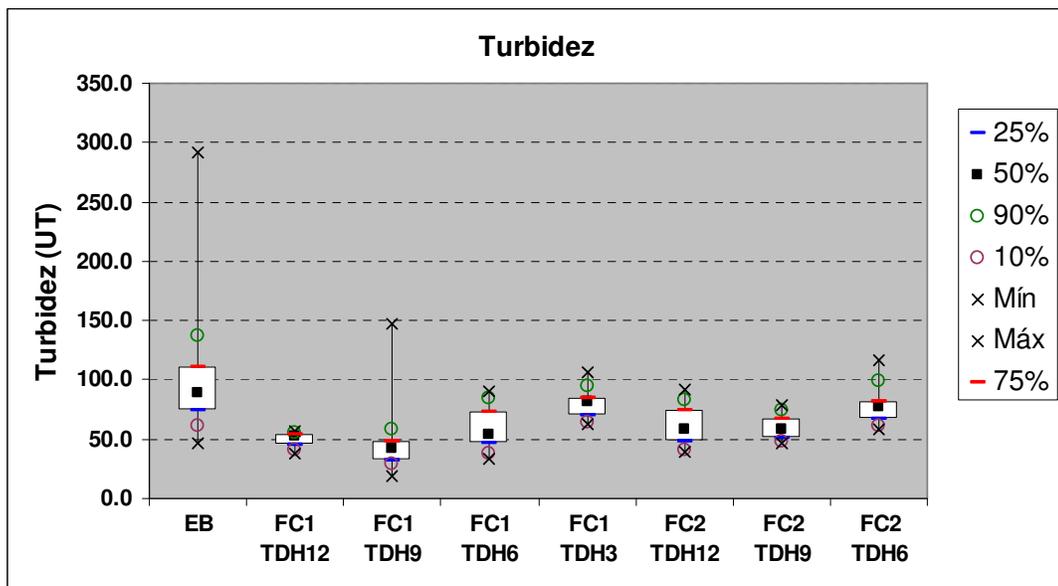


Figura 5.12: Gráficos Box-Plot da Turbidez das amostras de EB e dos efluentes de FC1 e FC2 nos diferentes TDH.

A média do valor da turbidez encontrada para o EB foi de $100,0 \pm 43,8\text{UT}$ e as dos reatores FC1 e FC2 foram, respectivamente, $52 \pm 22,9\text{UT}$ e $65 \pm 18,4\text{UT}$ mostrando que os filtros anaeróbios puderam realizar parte de sua remoção. No caso de FC1 a remoção foi de 52% e a remoção de FC2 de 65%, porém estes valores não diferem entre si de forma significativa (KrusKal – Wallis 5%), ou seja, ambos são igualmente eficientes na remoção de turbidez. Também pode ser observado pelos gráficos das Figuras 5.11 e 5.12 que a grande maioria dos resultados da turbidez dos efluentes anaeróbios estão abaixo do limite máximo de 100UT estipulado para lançamento em corpos de água de classe 2 e 3 (CONAMA 357, 2005).

O valor de turbidez do FC1 mais elevado, na 27ª semana de análise, pode ser resultante de partículas suspensas arrastadas juntamente com o efluente.

Apesar da turbidez ter aumentado com o decréscimo do TDH, não houve diferença significativa entre os resultados encontrados para FC2 (KrusKal – Wallis 5%). No caso de FC1, somente os valores de turbidez durante o TDH igual a 3 horas foram diferentes significativamente dos outros encontrados para TDH igual a 12, 9 e 6 horas, do mesmo reator (KrusKal – Wallis 5%).

A condutividade é representada nos gráficos das Figuras 5.13 e 5.14. A maioria destes valores dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2) é significativamente maior (KrusKal – Wallis 5%) do que as condutividades de seu afluente (EB) pelo fato deste tipo de tratamento decompor moléculas complexas em mais simples, como ácidos orgânicos e nitrogênio amoniacal, as quais contribuem para o aumento da condutividade. Esta ocorrência também é demonstrada pela média da condutividade elétrica de EB, FC1 e FC2: $0,8 \pm 0,1$; $1,0 \pm 0,1$ e $0,9 \pm 0,1\text{dSm}^{-1}$, respectivamente.

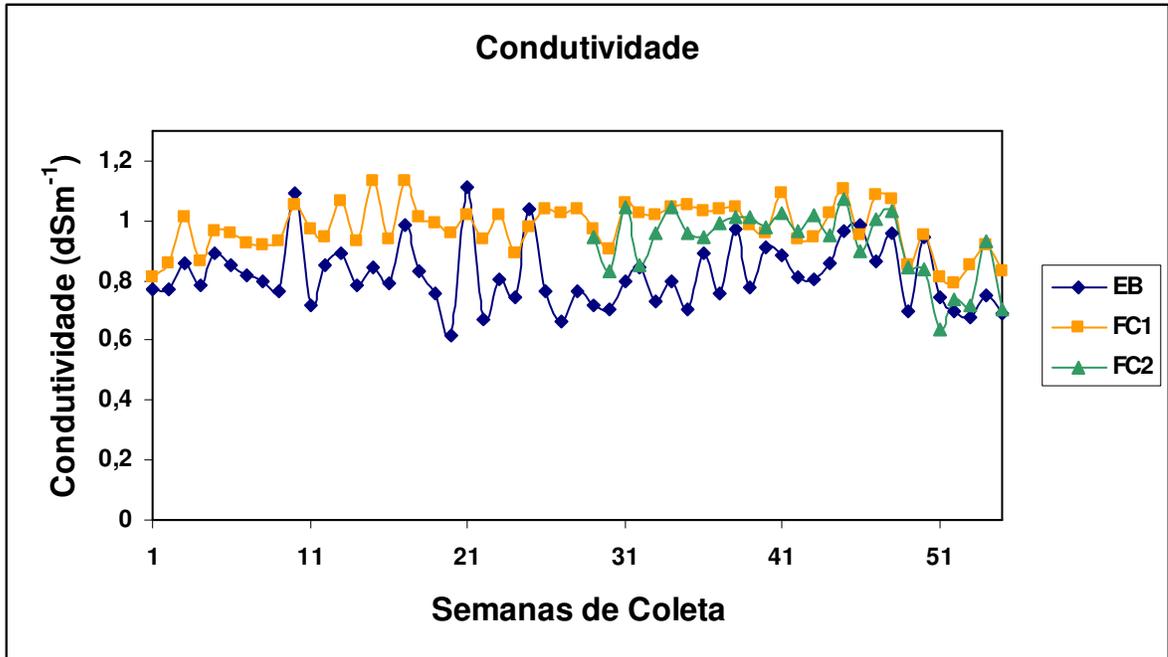


Figura 5.13: Resultados da Condutividade em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

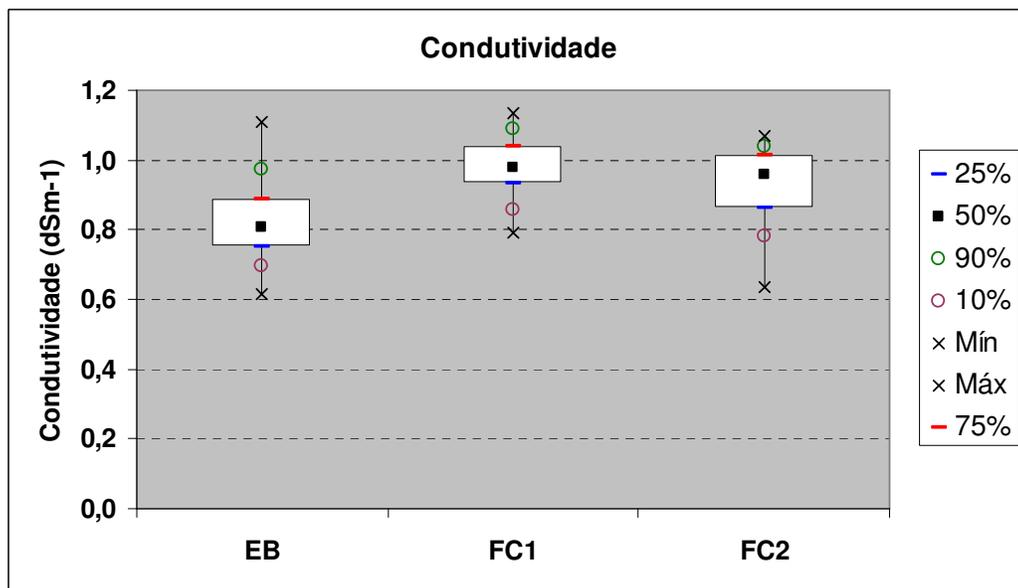


Figura 5.14: Gráficos Box-Plot da Condutividade das amostras EB, FC1 e FC2.

A respeito da concentração de oxigênio dissolvido (OD), os valores estão apresentados nas Figuras 5.15 e 5.16. E as médias encontradas foram iguais: $2,0 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, com desvio padrão de 1,4 ; 1,2 e $1,0 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$; respectivamente para EB, FC1 e FC2. A maior parte dos valores registrados está em concentração baixa, sendo considerado normal para esgoto bruto e efluente anaeróbio.

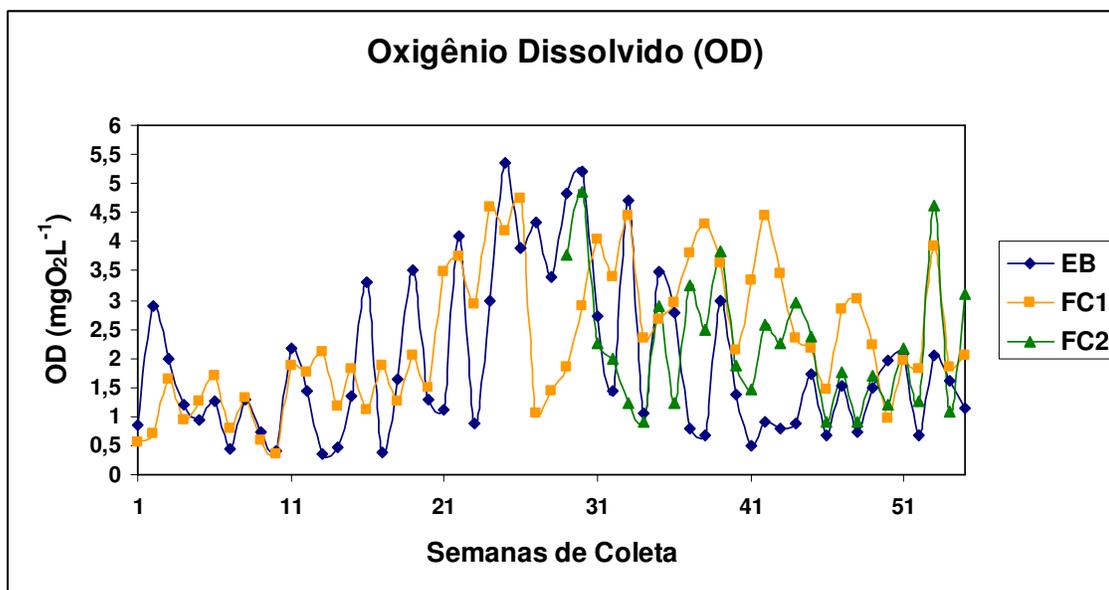


Figura 5.15: Resultados da Concentração de OD em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

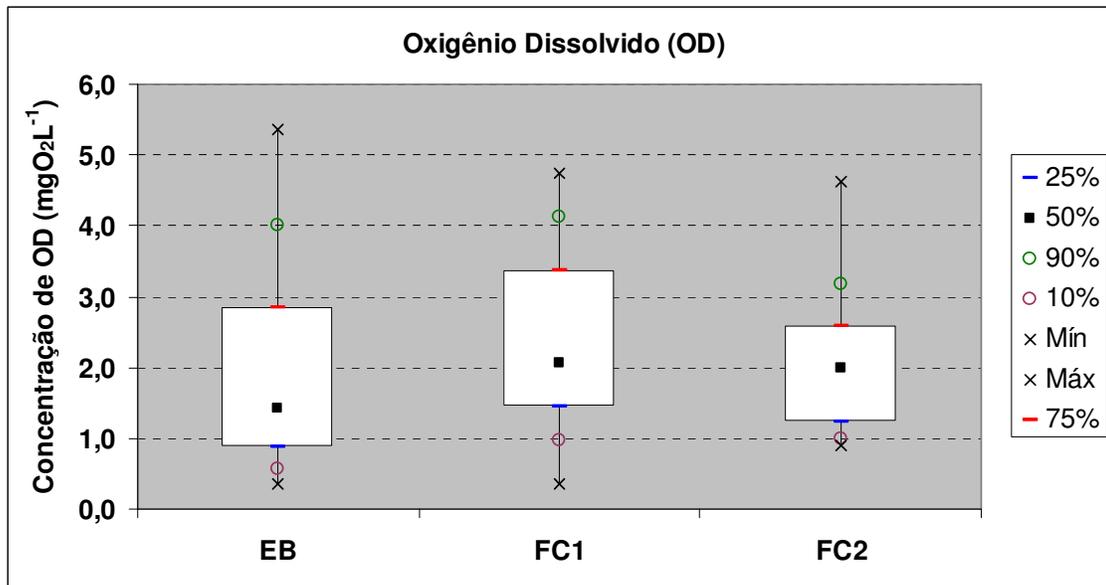


Figura 5.16: Gráficos Box-Plot da Concentração de OD nas amostras EB, FC1 e FC2.

5.2.2.2 Sólidos Suspensos

A média dos valores para sólidos suspensos encontrada para o EB foi de $183 \pm 84,4 \text{ mgL}^{-1}$ e no caso dos filtros anaeróbios FC1 e FC2 as médias foram, respectivamente, $56 \pm 28,2 \text{ mgL}^{-1}$ e $69 \pm 21,2 \text{ mgL}^{-1}$. Assim, a remoção média após a passagem do esgoto bruto por FC1 foi de 69,3% e após FC2 de 62,2% sendo estas porcentagens significativamente iguais entre si (Kruskal – Wallis 5%). Estes resultados estão próximos aos descritos na pesquisa de Camargo (2000) a qual utilizando os mesmos reatores, porém preenchidos com anéis de bambu, alcançou uma remoção variando entre 60 a 80%.

Os dados gerados para sólidos suspensos totais (SST) nas amostras de EB e dos efluentes anaeróbios dos filtros FC1 e FC2 estão no gráfico da Figura 5.17. São apresentados os valores mínimos, máximos e as médias durante os diferentes TDH e a meta a ser alcançada pelo tratamento.

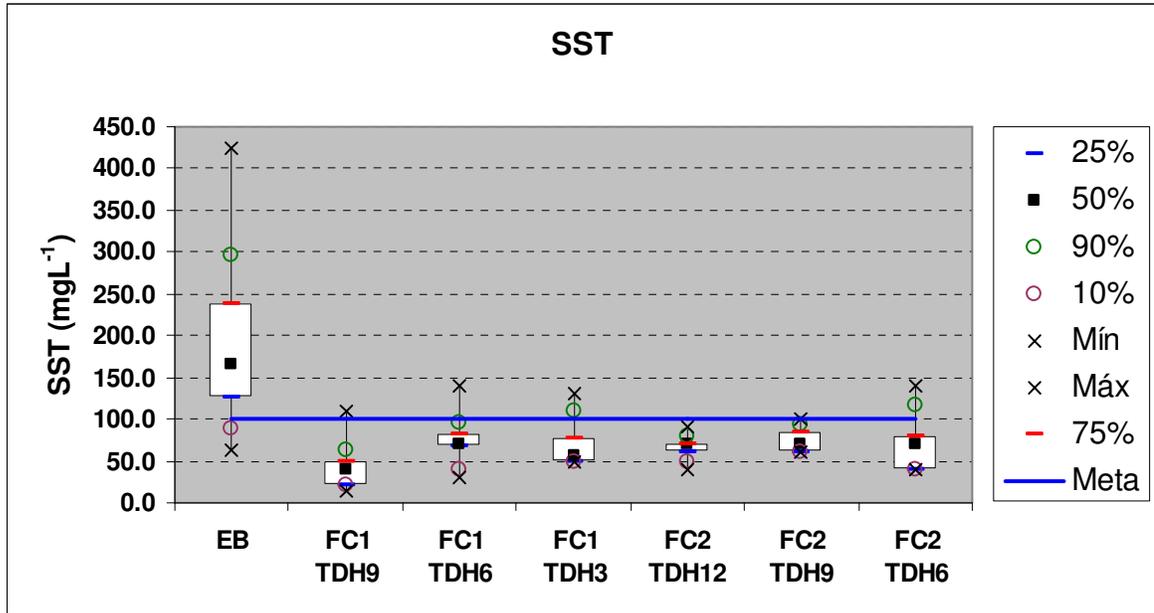


Figura 5.17: Gráficos Box-Plot da Concentração de SST das amostras EB, FC1 e FC2 nos diferentes TDH e o limite máximo mensal permitido para lançamento em corpos hídricos.

Nota-se, pela Figura 5.17, que grande parte das amostras coletadas encontra-se abaixo de 100 mgL^{-1} , valor da concentração máxima diária permitida para o lançamento de sólidos suspensos em corpos hídricos pela legislação de Minas Gerais (COPAM N^o 10,1986).

É importante verificar que, apesar de haver um aumento na concentração de SST com a queda dos TDH nos filtros anaeróbios, não houve uma diferença significativa entre os resultados (Kruskal – Wallis 5%) demonstrando a estabilidade dos filtros.

As porcentagens de Sólidos Suspensos Voláteis (SSV) e de Sólidos Suspensos Fixos (SSF) em relação aos SST verificados nas amostras estão descritas na Tabela 5.3. Com estes valores, é possível perceber que a maior parte dos SST é formada por SSV.

Além disso, a percentualidade de SSF encontrada nas amostras do EB é menor do que os valores das amostras dos efluentes anaeróbios. Este aumento ocorre devido à conversão de parte da matéria orgânica em material inorgânico.

Tabela 5.3: Valor médio de Sólidos Suspensos Totais encontrados nas amostras EB, FC1 e FC2 e Porcentagem de Sólidos Suspensos Voláteis e Sólidos Suspensos Fixos em relação a esta média .

	Média de SST (mgL⁻¹)*	SSV (%)*	SSF (%)*
EB	183	74,8	25,2
FC1	56 <i>a</i>	66,1 <i>a</i>	33,9 <i>a</i>
FC2	69 <i>a</i>	63,8 <i>a</i>	36,2 <i>a</i>

* Valores seguidos pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5%).

5.2.2.3 Demanda Química de Oxigênio (DQO)

A DQO das amostras foi analisada antes e após sua filtração para que fossem comparados os valores correspondentes a matéria orgânica somente dissolvida (DQO dissolvida) e a matéria orgânica total (DQO total) correspondente a DQO dissolvida somada com a DQO em suspensão.

A média dos resultados levantados da DQO total para o EB foi de $1036 \pm 373 \text{mgL}^{-1}$ e para os filtros anaeróbios FC1 e FC2 de $350 \pm 215 \text{mgL}^{-1}$ e $507 \pm 219 \text{mgL}^{-1}$, respectivamente, sendo estes dois últimos não significativamente diferentes entre si (Kruskal – Wallis 5%). Deste modo, observa-se uma remoção média de 58,6%.

As Figuras 5.18 e 5.19 apresentam os gráficos com os dados da DQO bruta.

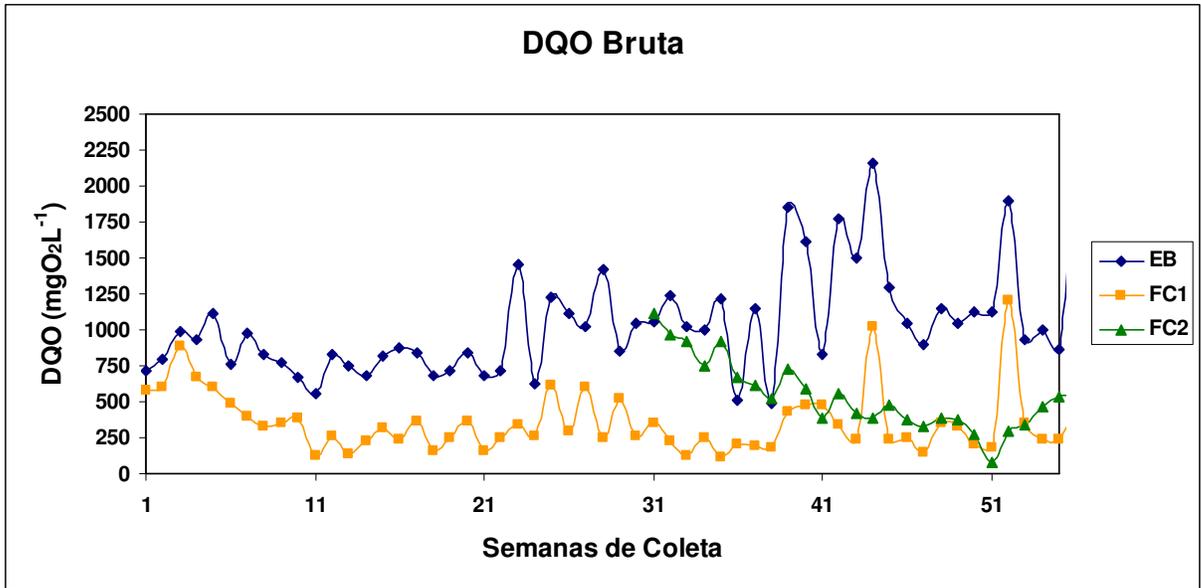


Figura 5.18: Valores da Demanda Química de Oxigênio obtidos em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

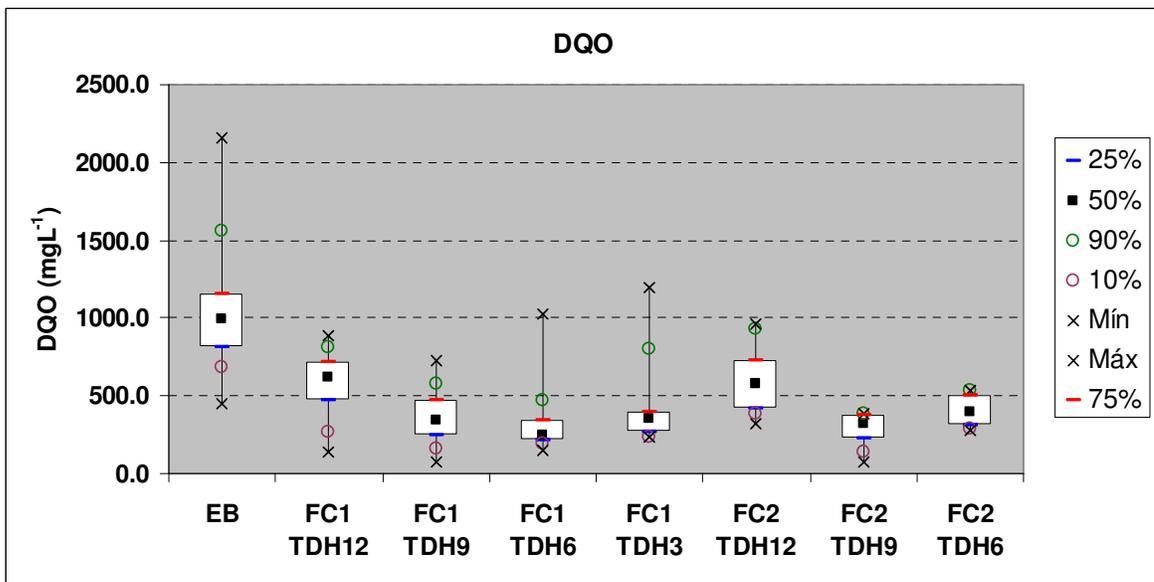


Figura 5.19: Gráficos Box-Plot da concentração da DQO das amostras de EB e dos efluentes de FC1 e FC2 durante os diferentes TDH.

Pelo gráfico da Figura 5.18 é possível perceber que, no início da operação dos reatores, a DQO de seus efluentes é alta e próxima ao valor encontrado para a DQO do esgoto bruto e que há uma queda nestes valores no decorrer de algumas semanas. Este comportamento é devido ao período de partida dos filtros quando a cultura biológica está se formando e/ou se adaptando. Este fato é evidenciado, também, no gráfico 5.19, visto que, o TDH igual a 12 horas ocorreu durante o período de partida dos reatores e, por isso, os valores de DQO são mais elevados; Depois da partida dos reatores, mesmo o TDH sendo menor, pode-se perceber, por este gráfico, que houve grande remoção de material orgânico, não havendo diferença significativa entre as amostras dos diferentes TDH do mesmo reator (Kruskal – Wallis 5%).

Após estas semanas, consideradas como partida dos reatores, observa-se uma estabilidade dos resultados (gráfico 5.18) demonstrando que o reator atingiu o seu equilíbrio (a biomassa já está formada e adaptada) ou seja, o período de partida foi finalizado. Para o filtro FC1 a estabilização ocorreu depois de 10 semanas de operação e, no caso do FC2, após a 6ª semana. Estas evidências também são encontradas nos resultados de alcalinidade e pH, como já discutidas no item 5.2.2.1. De acordo com van Haandel e Lettinga (2008), a duração da etapa inicial de um reator biológico sem ser inoculado oscila entre três e cinco meses. O filtro anaeróbio estudado (FC1) sem inóculo finalizou sua partida em 2,5 meses, tempo ligeiramente menor do que o citado pelos autores.

Se os resultados do período de partida fossem desconsiderados para o cálculo da porcentagem média de remoção, esta aumentaria de 58,6% para 64,4%, estando de acordo com a média esperada de 60 a 70% de remoção (CHERNICHARO 2007) e encontrada por outros autores como Camargo (2000) e Couto (1993) que utilizaram bambu como meio suporte do filtro anaeróbio e obtiveram remoções na faixa de 60 a 80%. Um fator que pode ter facilitado este percentual de remoção foi grande parte das amostras de EB terem a concentração de DQO maior do que 1000 mgL^{-1} o que, segundo Young & McCarty (1969), promove melhor desempenho do filtro anaeróbio.

As concentrações maiores do FC1, apresentadas no gráfico, referem-se ao período que o TDH foi alterado. Na 42ª semana, quando o TDH foi baixado de 9 horas para 6 horas e na 52ª semana, quando este foi diminuído para 3 horas. Apesar das altas concentrações, o reator mostrou-se estável, visto que logo em seguida os valores da DQO voltaram a ser constante.

Para FC2, a mudanças do TDH para 9 horas (42ª semana) e 6 horas (52ª semana) não influenciaram nos resultados da concentração de DQO de seu efluente, demonstrando que a biomassa deste reator estava em melhor equilíbrio do que a do FC1.

Apesar da boa estabilidade dos filtros e da remoção esperada ser alcançada, pelo gráfico da Figura 5.19, nota-se que o efluente anaeróbio não atingiu a meta da concentração máxima de $90 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, permitida para o seu lançamento em corpos hídricos pela legislação COPAM nº 10 (1986) de Minas Gerais, sendo necessário um pós-tratamento para ser obtida sua melhor qualidade.

O gráfico da DQO filtrada está representado na Figura 5.20.

As concentrações médias de DQO filtrada nas amostras EB, FC1 e FC2 foram, respectivamente, $742 \pm 240 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, $273 \pm 159 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ e $358 \pm 181 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$. Os valores dos reatores anaeróbios não são significativamente diferentes entre si (Kruskal – Wallis 5%) e sua média de redução foi de 57% (valor próximo ao da DQO total).

A porcentagem de DQO filtrada do EB em relação a sua DQO total foi de 72% o que demonstra que a maioria da matéria orgânica que entrava nos reatores estava em solução.

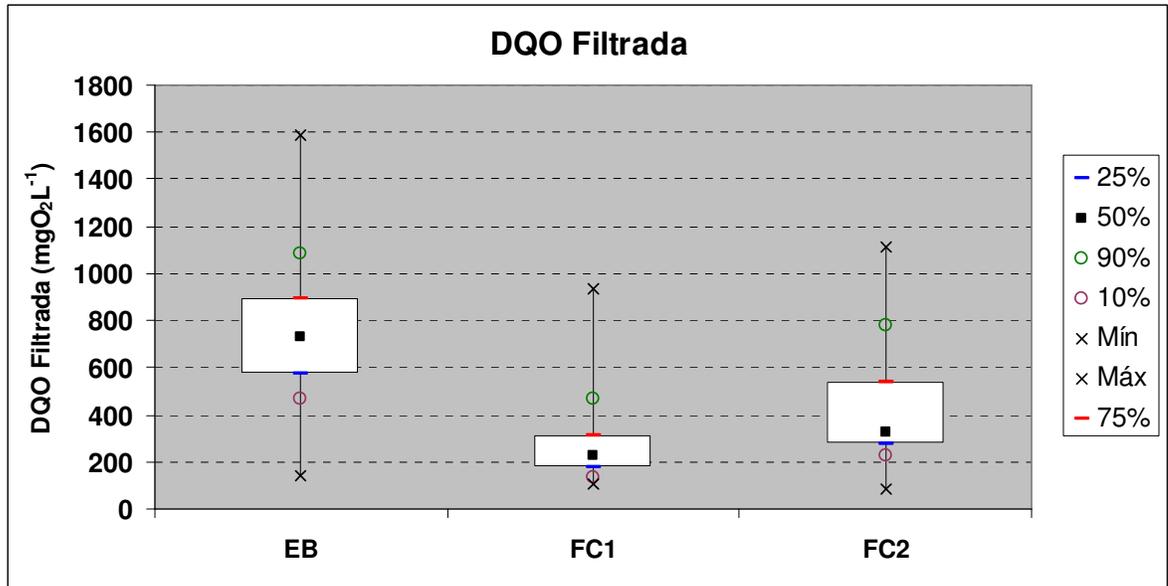


Figura 5.20: Gráficos Box-Plot da concentração da DQO filtrada em $\text{mgO}_2\text{L}^{-1}$ das amostras EB, FC1 e FC2.

5.2.2.4 Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)

As análises de DBO foram iniciadas a partir da 20^a semana por problemas de desenvolvimento das análises. Os dados estão expostos nos gráficos das Figuras 5.21 e 5.22.

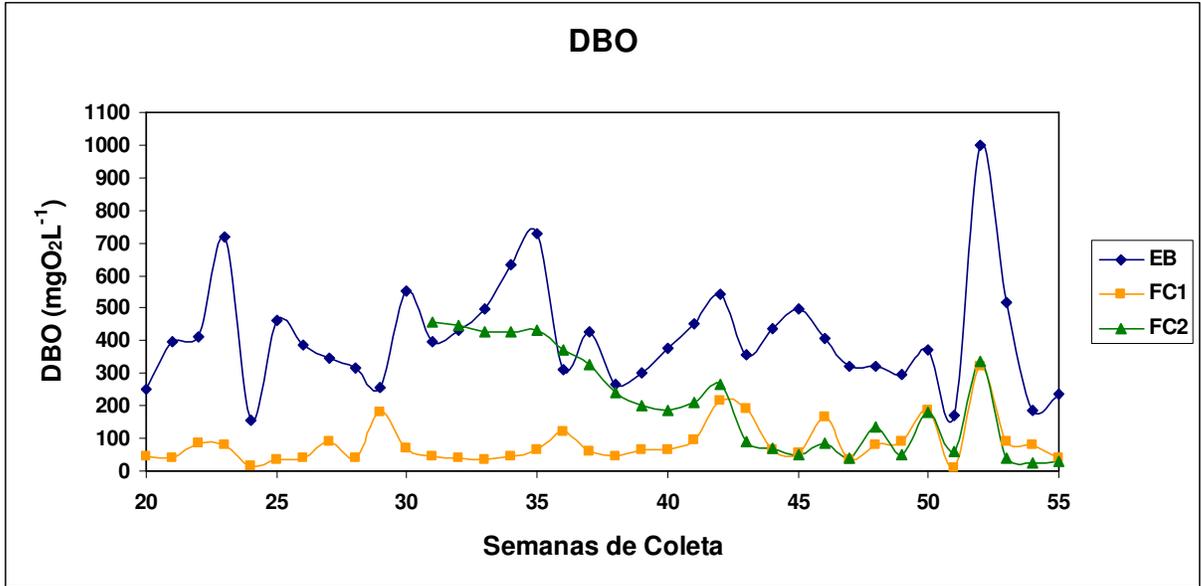


Figura 5.21: Representação da variação de Demanda Bioquímica de Oxigênio em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

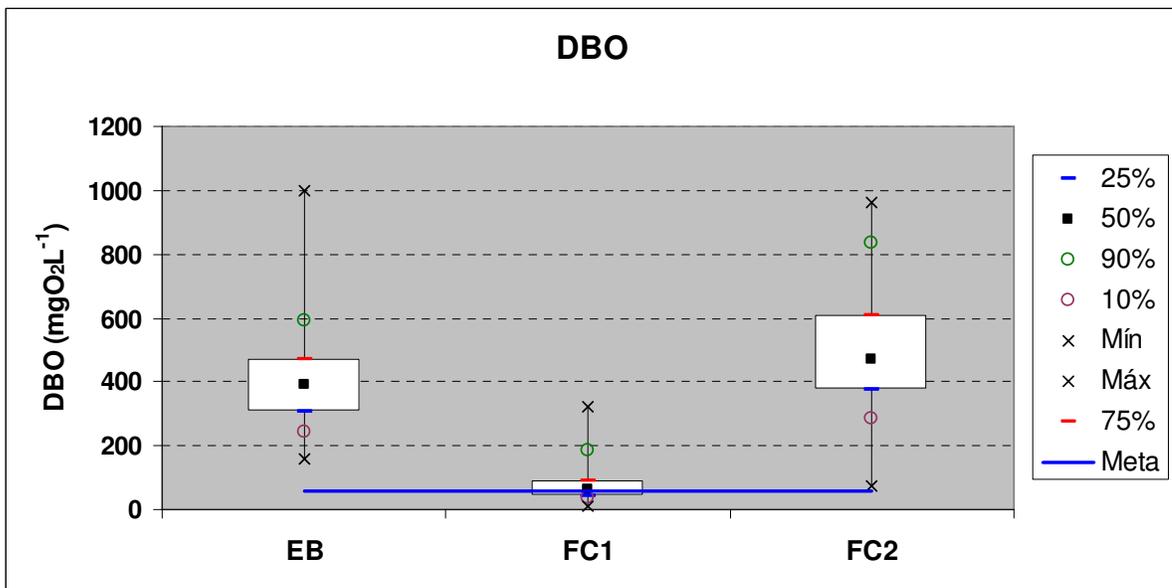


Figura 5.22: Gráficos Box-Plot da concentração da DBO em mgO₂L⁻¹ das amostras EB, FC1 e FC2 e o limite máximo permitido para o lançamento em corpos hídricos.

Os resultados médios da concentração de DBO foram: para o EB, $409 \pm 169 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$; para o efluente de FC1 $84 \pm 65 \text{ mg O}_2\text{L}^{-1}$ e para o efluente do reator FC2 $207 \pm 155 \text{ mg O}_2\text{L}^{-1}$. Com estes valores, nota-se que, após o afluentes passar por FC1, a porcentagem de DBO removida foi de 79% enquanto que no caso de FC2, este valor foi de 49%. Esta grande diferença é devido ao período de análise das amostras; Como durante o período de partida de FC1 a análise deste parâmetro não foi realizada, a concentração de DBO de seu efluente foi menor do que no efluente de FC2. Entretanto, se forem desconsiderados os dados obtidos durante o período de partida de FC2, quando a cultura biológica responsável pelo tratamento não estava adaptada, os valores da concentração de DBO dos filtros anaeróbios não diferem entre si de forma significativa (Kruskal – Wallis 5%) e a remoção alcança um percentual de 67%.

Sendo considerado o tipo de efluente, os valores de remoção estão de acordo com o esperado, de 60 a 80%; Porém, sua concentração final ultrapassa o limite máximo de $60 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ permitido para o lançamento de esgoto tratado em corpos hídricos (CONAMA 357, 2005 e Decreto Estadual de SP nº 8.468, 1976), confirmando, assim como já exposto no item 5.2.2.3, a necessidade de um pós - tratamento.

Assim como no gráfico da DQO total (Figura 5.18), o gráfico da DBO (Figura 5.21) também apresenta a concentração da DBO, nos efluentes, mais elevada nas semanas 42 e 52 do que no período restante de pesquisa. Este fato, como já discutido no item 5.2.2.3, pode ter sido influenciado pela mudança do TDH.

A biodegradabilidade da matéria orgânica presente nas amostras foi verificada pela relação DBO/DQO total. O valor médio desta relação encontrado para a amostra EB foi de 0,4, ou seja, aproximadamente 40% da matéria orgânica presente no afluentes era biodegradável, sendo esta a mesma média encontrada para a amostra FC2. No efluente FC1, a média desta relação foi menor, aproximadamente 0,24, demonstrando que a matéria orgânica que saia deste filtro era menos facilmente biodegradável do que a do filtro FC2. Jordão e Pessoa (2005) sugerem que a relação DBO/DQO total mais adequada para esgoto

doméstico está entre 0,4 e 0,6, assim, a porcentagem de matéria orgânica biodegradável irá variar entre 40 e 60%; portanto, o valor médio da relação encontrado para o afluente desta pesquisa o caracteriza como doméstico.

5.2.2.5 Carbono Orgânico Dissolvido (COD)

Nesta pesquisa, somente a quantidade de COD das amostras foi determinada visto que, o aparelho empregado no procedimento (SHIMADZU, Modelo TOC 5000A) não permitia a análise de amostras com a presença de materiais suspensos. Deste modo, não foi possível a quantificação da concentração de Carbono Orgânico Total (COT).

Pelos gráficos das Figuras 5.23 e 5.24, é possível observar os valores de COD encontrados nas amostras EB, FC1 e FC2 durante o período de estudo. As semanas sem resultado (da primeira até a 5ª semana e da 31ª semana a 44ª semana) correspondem ao período que o aparelho estava em manutenção.

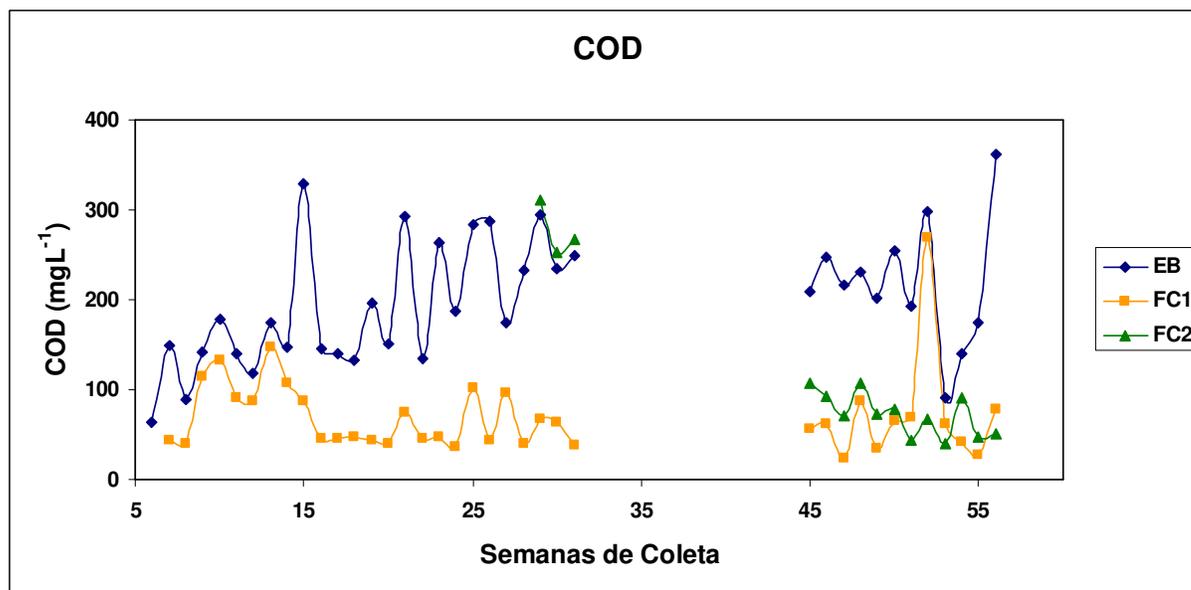


Figura 5.23: Representação da variação de Carbono Orgânico Dissolvido em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

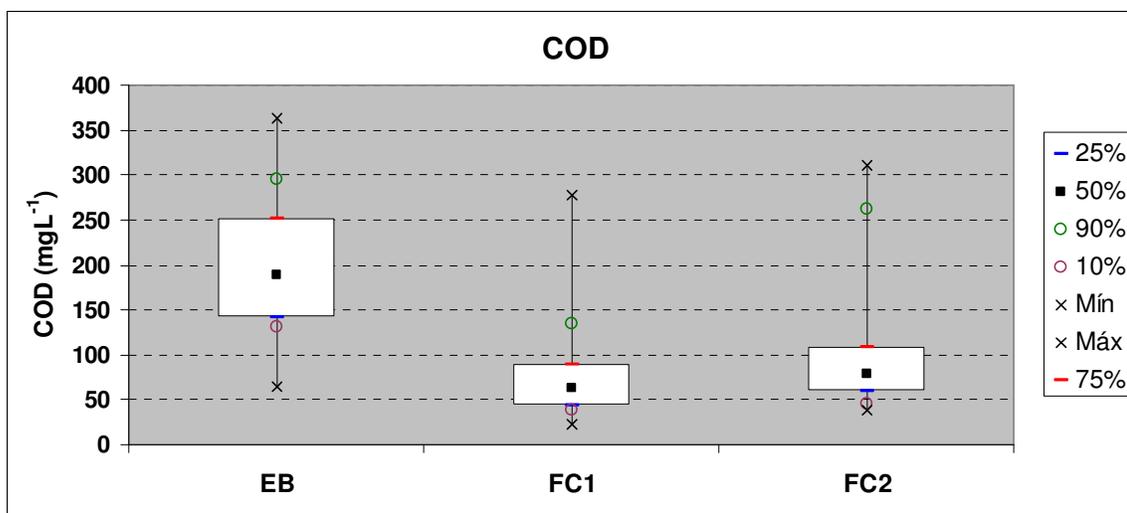


Figura 5.24: Gráficos Box-Plot da concentração do COD das amostras EB, FC1 e FC2.

As médias dos resultados de COD foram: $200 \pm 72 \text{ mgL}^{-1}$ na amostra EB; $78 \pm 57 \text{ mgL}^{-1}$ no caso do efluente FC1 e $114 \pm 88,1 \text{ mgL}^{-1}$ no FC2. Como os 3 primeiros resultados de FC2 referem-se ao seu período de partida, ao desconsiderá-los, não há diferença significativa entre as concentrações de COD nos efluentes anaeróbios (Kruskal – Wallis 5%), assim, média calculada é de $73 \pm 24 \text{ mgL}^{-1}$. Desta maneira, a remoção de COD após a passagem do esgoto doméstico pelos filtros anaeróbios é de 62%. Este valor está próximo ao percentual encontrado na remoção de DQO total e DBO.

Ainda, nota-se pela Figura 5.23 que também na 52ª semana, assim como no gráfico de concentração de DQO total (Figura 5.18) e de DBO (Figura 5.21), o valor da concentração de COD para a amostra FC1 é maior do que o valor encontrado no período restante, confirmando a possibilidade deste aumento ser pela diminuição do TDH de 6 para 3 horas. Para FC2, mesmo com a mudança no seu TDH de 9 para 6 horas, a concentração de COD foi constante.

5.2.2.6 Fósforo

Os dados obtidos durante a pesquisa a partir das análises da concentração de fósforo no afluente e nos efluentes dos filtros anaeróbios estão descritos no gráfico da Figura 5.25.

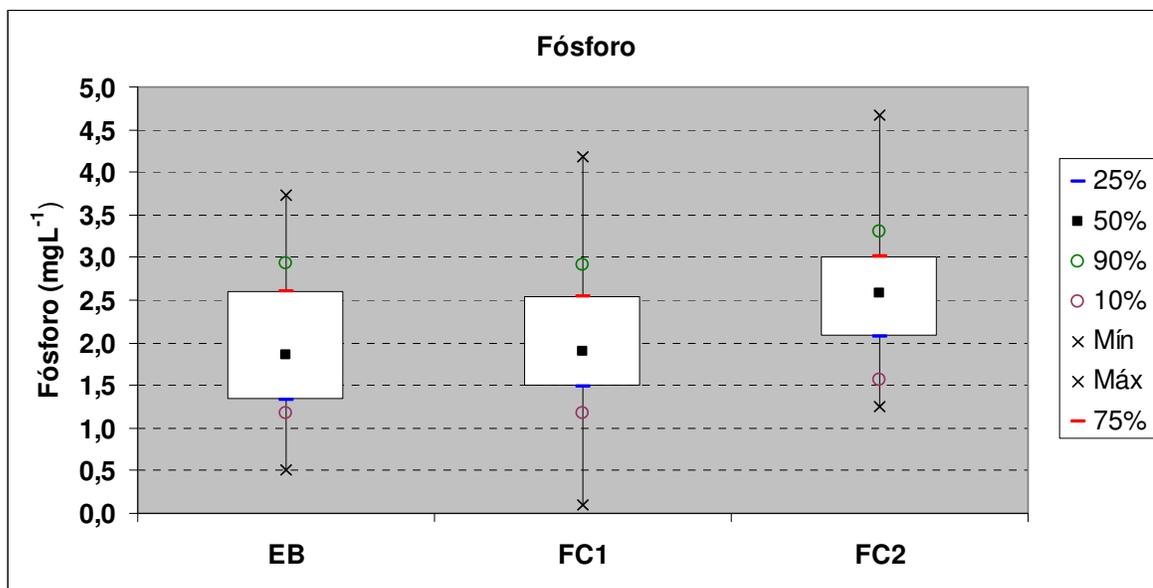


Figura 5.25: Gráficos Box-Plot da concentração de Fósforo nas amostras EB, FC1 e FC2.

As concentrações não tiveram grandes variações durante o período de coleta e não houve remoção deste composto por nenhum dos dois filtros anaeróbio visto que as médias das 3 amostras (EB, FC1 e FC2) foram iguais: $2 \pm 0,7 \text{ mgL}^{-1}$.

Estes valores estão de acordo com as citações de alguns autores os quais afirmam que tratamentos anaeróbios são eficientes na remoção de matéria orgânica e de sólidos em suspensão, mas pouco capazes de reduzirem a concentração dos principais nutrientes presentes no esgoto como P e N, (CAMPOS, 2000; CHERNICHARO, 2007 e van Haandel & Lettinga 2008) comprovando que o filtro anaeróbio não é aplicável como tratamento a nível

terciário e, para seu efluente alcançar padrões estabelecidos de lançamentos, é necessário um pós- tratamento.

5.2.2.7 Série de Nitrogênio

Após as análises das amostras coletadas, as concentrações de Nitrogênio Total Kjeldahl (N-NTK) foram estabelecidas e estão expostas no gráfico da Figura 5.26. Como o N-NTK é a soma dos valores de Nitrogênio Amoniacal e Nitrogênio Orgânico, as concentrações destes compostos estão registradas no gráfico da Figura 5.27.

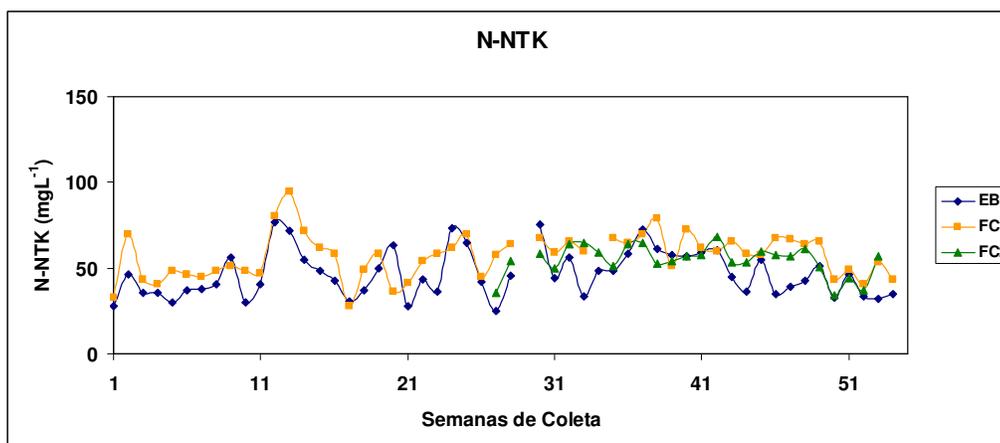


Figura 5.26: Representação da variação da Concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl em função das semanas de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluentes anaeróbios (FC1 e FC2).

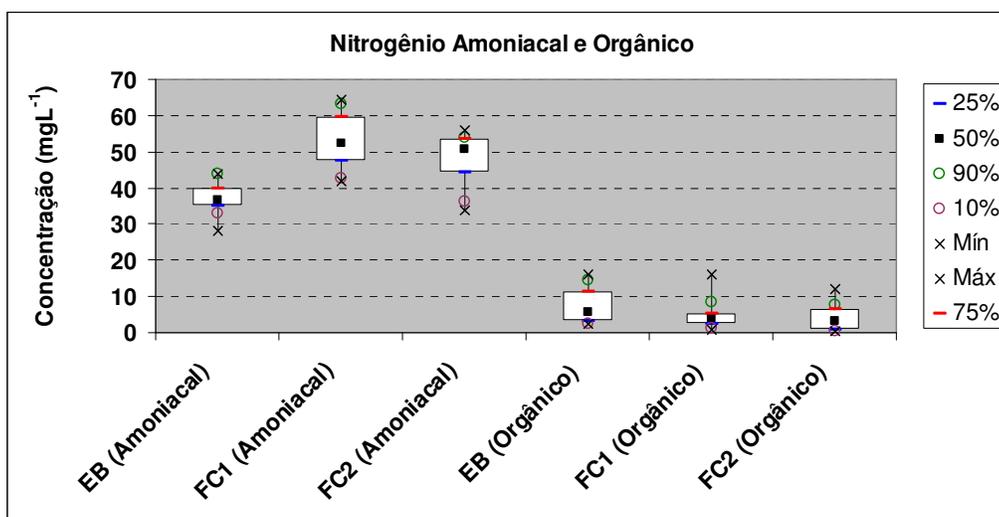


Figura 5.27: Gráficos Box-Plot da concentração de N-Amoniacal e N-Orgânico das amostras EB, FC1 e FC2.

De acordo com o gráfico da Figura 5.26, é possível perceber que as concentrações de N-NTK não foram diferentes de forma significativa ao longo do tempo (Kruskal – Wallis 5%) e que os filtros anaeróbios não realizaram a transformação do composto. Este comportamento é normal para o tratamento anaeróbio como já discutido no item 5.2.2.6, onde também se verificou que o fósforo não foi removido.

Além disso, nas amostras, a maior parte da concentração de N-NTK é formada por Nitrogênio Amoniacal. Este resultado ocorre, pois, durante a primeira parte do tratamento de esgoto, o Nitrogênio orgânico é convertido por bactérias em nitrogênio amoniacal através da hidrólise. Este processo pode ter início até mesmo nas tubulações antes do esgoto entrar no reator. Deste modo, a concentração de Nitrogênio Amoniacal já é maior do que a do Nitrogênio Orgânico no esgoto bruto e, após passar pelo filtro, esta característica tende a aumentar visto que, durante o processo anaeróbio, ainda ocorre esta conversão (GERARDI, 2002).

Pelo processo de tratamento ser baseado em anaerobiose, o Nitrogênio Amoniacal é dificilmente convertido em íons nitrito (NO_2^-) e nitrato (NO_3^-) já que,

para esta transformação, é necessária a utilização do oxigênio dissolvido pelas bactérias nitrificantes. Portanto, a concentração destes íons nas amostras foram abaixo do limite de detecção e não contribuíram de forma significativa para a soma da concentração de Nitrogênio Total sendo o valor deste igual a concentração de N-NTK.

Na Tabela 5.4 são expostas as médias das concentrações dos compostos nitrogenados encontrados nas amostras EB, FC1 e FC2.

Tabela 5.4: Médias dos compostos nitrogenados encontrados nas amostras EB, FC1 e FC2.

Amostra	N Orgânico (mgL⁻¹)	N Amoniacal (mgL⁻¹)	N-NTK (mgL⁻¹)
EB	8 ± 5,7A	37 ± 4,6A	45 ± 13,6a
FC1	5 ± 4,8a	53 ± 8a	58 ± 12,9a
FC2	4 ± 3,8a	48 ± 7,8a	52 ± 8,9a

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

Os resultados estão de acordo com a faixa estipulada pela literatura como típica para esgoto doméstico: concentração de N-NTK variando de 35 a 70 mgL⁻¹ e concentrações de nitrito e nitrato próximas a zero (VON SPERLING, 1997).

5.2.3 Filtros de Areia

Como já exposto no item 4.12, os filtros de areia (FA1, FA2, FA3 e FA4) foram mantidos em operação por 111 semanas com taxas de aplicação variando entre 50 a 200 $\text{Lm}^2\text{dia}^{-1}$. Este procedimento era feito de forma manual e tinha como objetivo manter a biomassa ativa até a instalação da automatização do sistema.

Na Tabela 5.5 são apresentadas as semanas de operação e as taxas de aplicação diárias para cada filtro de areia durante a aplicação manual.

Tabela 5.5: Semanas de Operação e taxas de aplicação diárias para cada filtros de areia durante o período de aplicação manual.

Filtro	50 $\text{Lm}^2\text{dia}^{-1}$	100 $\text{Lm}^2\text{dia}^{-1}$	150 $\text{Lm}^2\text{dia}^{-1}$	200 $\text{Lm}^2\text{dia}^{-1}$
FA1	88 semanas	23 semanas	-	-
FA2	-	88 semanas	23 semanas	-
FA3	-	-	88 semanas	23 semanas
FA4	-	-	-	111 semanas

5.2.3.1 pH, Alcalinidade Parcial e Total

Os valores de pH das amostras do esgoto bruto (EB), do efluente anaeróbio (anaeróbio) e dos filtros de areia (FA1, FA2, FA3 e FA4) estão expostos no gráfico da Figura 5.28 e os valores de concentração da alcalinidade total e parcial das mesmas amostras na Figura 5.29.

O pH médio do EB e do efluente anaeróbio foi de 7,0. No caso das médias de alcalinidade parcial e total, os resultados foram, respectivamente, para EB $82 \pm 15\text{mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$ e $148 \pm 23 \text{ mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$; e para a amostra anaeróbia, $130 \pm 27\text{mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$ e $187 \pm 30 \text{ mgCaCO}_3\text{L}^{-1}$.

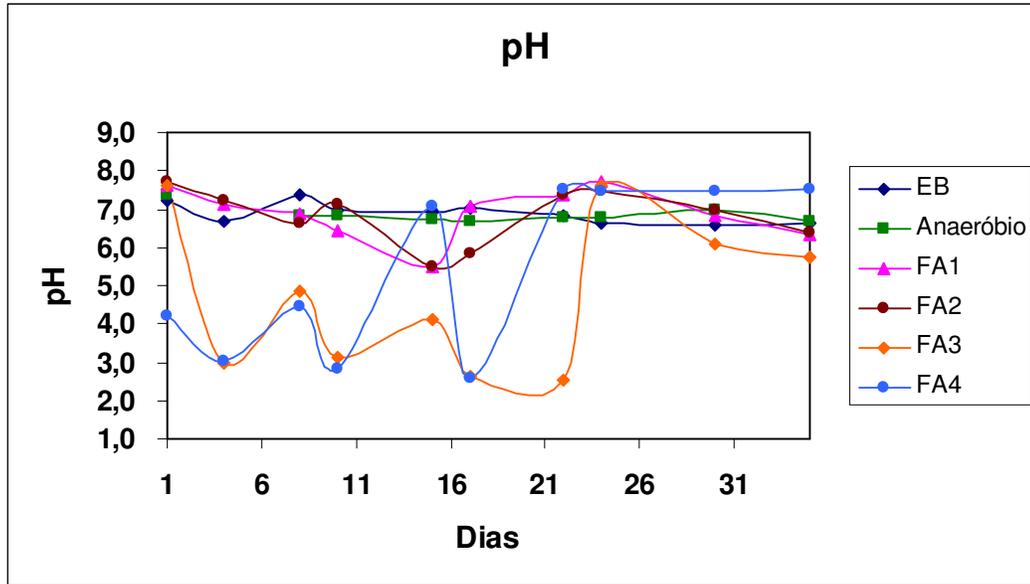


Figura 5.28: Representação da variação de pH em função dos dias de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluente anaeróbio (Anaeróbio) e dos efluentes dos filtros de areia (FA1, FA2, FA3 e FA4).

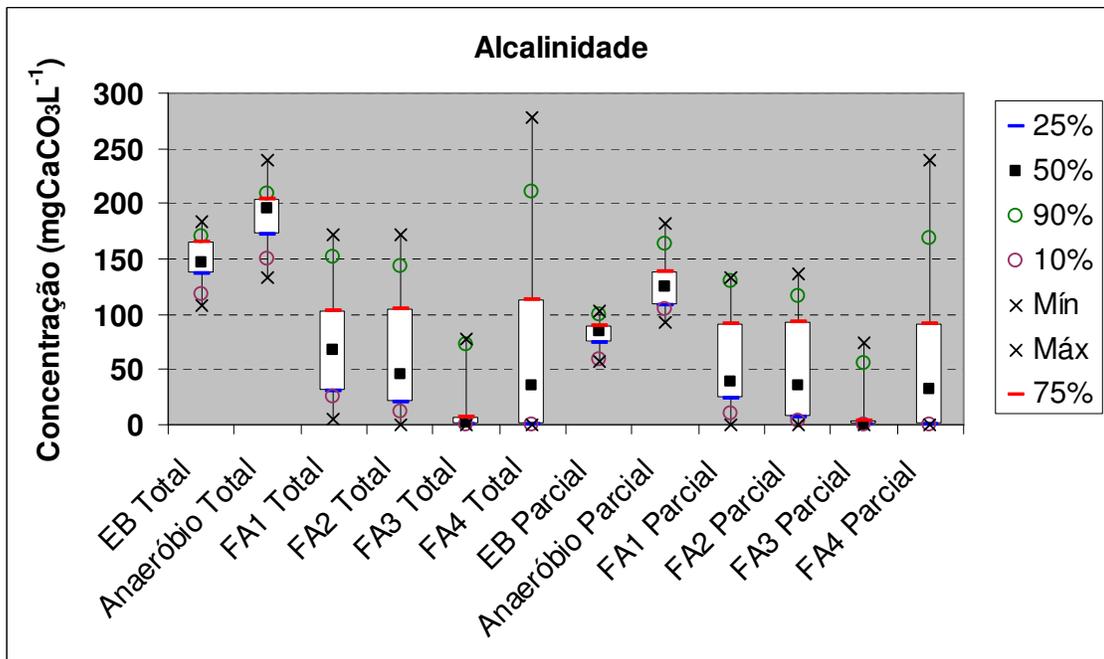


Figura 5.29: Gráficos Box-Plot da Alcalinidade Total e Parcial das amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4.

Através dos gráficos, nota-se que alguns valores de pH dos filtros FA3 e FA4 foram menores do que os valores das outras amostras. Esta variação foi ocasionada pela falta de aplicação do composto alcalino (solução de Carbonato de Potássio) que ocorreu devido a maior distância destes dois filtros da caixa que armazenava a solução. Este distanciamento fazia com que o tempo de abertura da válvula, a qual vertia o líquido nos filtros, não fosse suficiente para que 100ml de solução fossem enviados por gravidade da caixa de armazenamento até a superfície dos leitos. Assim, durante este período, a alcalinidade do meio foi consumida totalmente pelo processo de nitrificação, diminuindo-se o valor do pH e da concentração final de CaCO_3 nos efluentes de FA3 e FA4. Com o declínio do pH, o leito tornou-se inadequado para as bactérias nitrificantes, ocorrendo a inativação de suas enzimas e prejudicando a produção de nitrato.

Após 2 semanas de operação, o tempo de abertura das válvulas de FA3 e FA4 foi aumentado de 10 segundos para 20 segundos, deste modo, a quantidade de solução do K_2CO_3 aplicada foi a ideal para que o valor do pH estivesse próximo ao neutro (pH ótimo) adequando o meio às bactérias nitrificantes e estabilizando o sistema para que fosse possível o processo de nitrificação.

Por causa deste ajuste, a média do pH foi de: para FA1 e FA2 $7,0 \pm 0,7$; na amostra FA3 igual a $5,0 \pm 2,0$ e em FA4 o valor foi de $5,0 \pm 2,2$. Apesar dos valores de FA3 e FA4 serem menores do que FA1 e FA2, a diferença não foi significativa (Kruskal – Wallis 5%).

Como, após o ajuste, o pH manteve-se próximo ao neutro, é provável que os efluentes dos filtros de areia continuem variando entre a faixa permitida de 6,0 e 9,0 para seu lançamento em corpos hídricos (CONAMA 357, 2005)

Devido ao ajuste feito nas válvulas, as alcalinidades total e parcial dos efluentes dos filtros de areia sofreram grandes variações, como pode ser observado pelo gráfico da Figura 5.29 e pelos valores médios expostos na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Médias da Alcalinidade Parcial e Total dos efluentes dos filtros de areia.

Amostra	Alcal. Parcial (mgCaCO ₃ L ⁻¹)	Alcalin. Total (mgCaCO ₃ L ⁻¹)
FA1	57 ± 48,6	75 ± 55,8
FA2	53 ± 52,0	67 ± 60,4
FA3	14 ± 26,7	16 ± 31,0
FA4	63 ± 82,9	79 ± 99,0

5.2.3.2 Análises diretas: Turbidez, Condutividade e Oxigênio Dissolvido

Os valores da turbidez encontrados durante o período de operação automática estão expostos no gráfico da Figura 5.30 e as médias e porcentagem de remoção na Tabela 5.7.

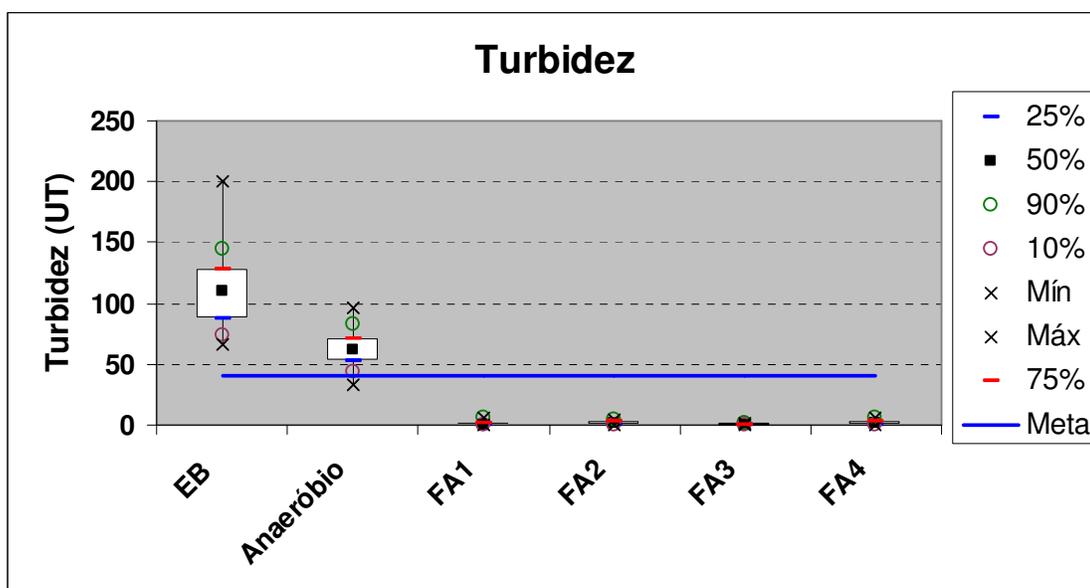


Figura 5.30: Gráficos Box-Plot da Turbidez das amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4.

Tabela 5.7: Média de Turbidez das amostras e a porcentagem de remoção após a passagem pelo tratamento.

Amostra	Turbidez (UT)*	% Remoção
EB	112 ± 38,9 <i>a</i>	-
Anaeróbio	62 ± 18,2 <i>a</i>	40 ± 26
FA1	2 ± 2,3 <i>b</i>	98 ± 1,7
FA2	2 ± 1,9 <i>b</i>	98 ± 1,4
FA3	1 ± 0,6 <i>b</i>	99 ± 0,5
FA4	2 ± 2,2 <i>b</i>	98 ± 1,5

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

Como observado no gráfico (Figura 5.30) a turbidez dos efluentes dos filtros de areia esteve sempre abaixo do valor limite máximo de 40UT, exigido para corpos hídricos de classe 1 (CONAMA 357, 2005).

Além disso, pela Tabela 5.7, verifica-se que não houve diferença significativa (KrusKal – Wallis 5%) entre os valores de turbidez encontrados nas amostras dos filtros de areia e que a porcentagem de remoção foi próxima aos 100%. Assim, evidencia-se a eficiência do tratamento em relação a este parâmetro e que, apesar das diferentes cargas diárias de aplicação de efluente anaeróbio nos leitos, não existiu mudança nem perda da qualidade do efluente final.

Como citado por Tonetti (2008), este bom desempenho, mesmo dos filtros que recebiam maiores aplicações diárias, é devido ao intervalo entre as aplicações. Durante o período de repouso, o líquido anteriormente disposto saía, permitindo que na disposição seguinte houvesse contato entre o biofilme e o afluente que se infiltrava no leito, ou seja, com o menor intervalo de repouso nesta pesquisa, de 2 horas, foi possível garantir esta condição. Ainda, é possível que a maior carga de matéria orgânica aplicada tenha levado a um acúmulo superior de partículas e de material orgânico nos poros o que pode ter auxiliado na filtração.

Outra característica de algumas amostras dos efluentes finais, observada também na pesquisa do mesmo autor, foi a coloração levemente amarelada que, segundo ele, ocorre possivelmente pela liberação de substâncias presentes na areia como os compostos fosfatados. Quando adicionado o K_2CO_3 para a correção do pH, estes compostos combinam-se com o K^+ e podem ser liberados na forma de fosfato solúvel; porém esta coloração não influencia na quantidade de turbidez.

É importante ainda destacar que, apesar da raspagem de 5 cm de areia dos leitos e estes terem operado por aproximadamente 2 semanas sem a camada superior, também não foram observadas variações nos valores de turbidez.

A condutividade tem seus valores nos gráficos das Figuras 5.31 e 5.32.

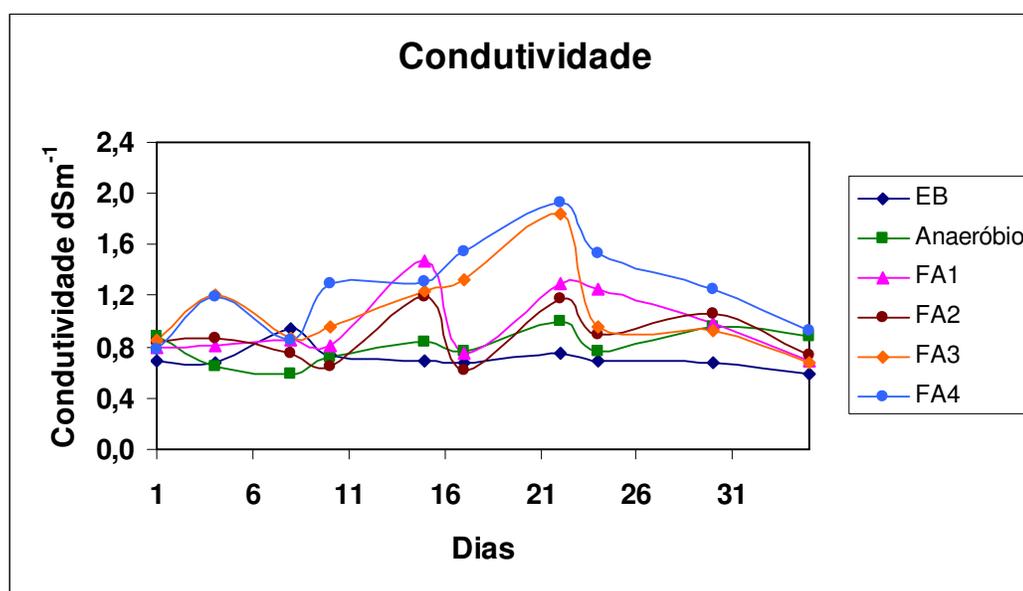


Figura 5.31: Representação da variação da Condutividade em função dos dias de coleta das amostras de esgoto bruto (EB) e dos efluente anaeróbio (Anaeróbio) e dos efluentes dos filtros de areia (FA1, FA2, FA3 e FA4).

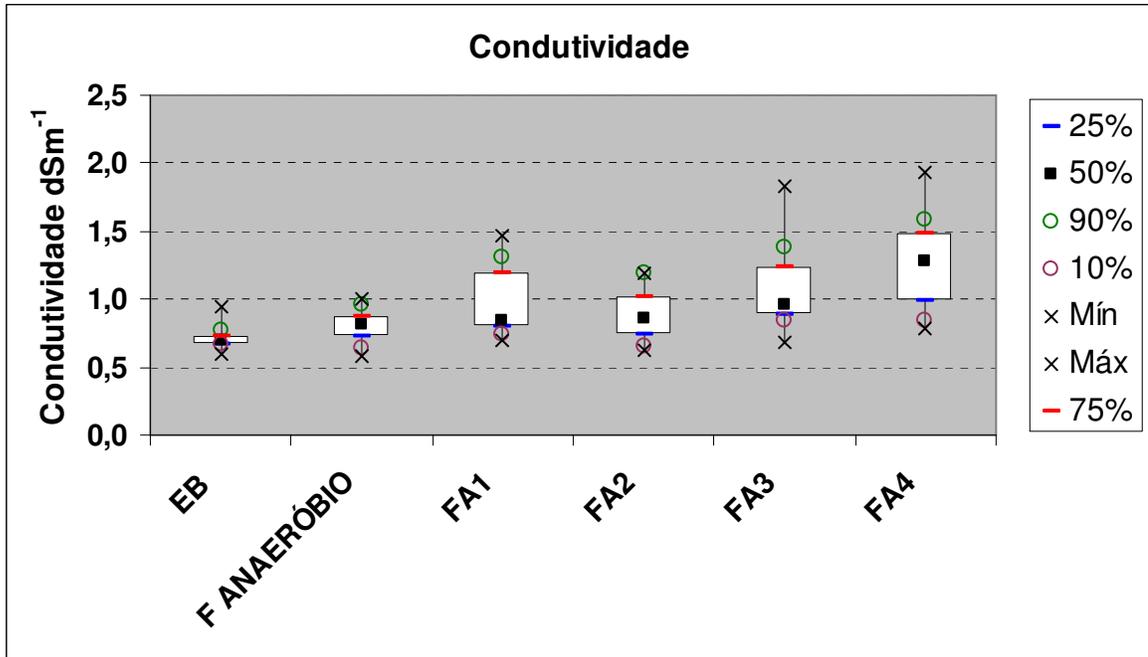


Figura 5.32: Gráficos Box-Plot da Condutividade das amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4.

As médias da condutividade elétrica para todas as amostras foram iguais a 1dSm^{-1} e os desvios padrão iguais a 0,1 para EB e Anaeróbio; 0,3 para FA1 e FA3; 0,2 para FA2 e 0,4 para FA4; não havendo diferença significativa entre as amostras (Kruskal – Wallis 5%).

Pelos resultados representados nos gráficos é possível perceber que a maioria dos efluentes dos filtros de areia tem a condutividade acima do limite máximo de $0,7\text{dSm}^{-1}$ e $0,75\text{dSm}^{-1}$ estipulados, respectivamente, pela FAO (1994) e pela CETESB (2006) para o uso na irrigação sem nenhum grau de restrição. Entretanto, todos os valores encontram-se abaixo de 3dSm^{-1} , ou seja, podem ser usados sem grau de restrição severo (FAO, 1994) em solos bem drenados, com cultivo de espécies que tenham tolerância salina.

Em relação à concentração de oxigênio dissolvido, a média no EB foi de $2,0 \pm 0,5\text{mgO}_2\text{L}^{-1}$ e no efluente anaeróbio $2,0 \pm 0,7\text{mgO}_2\text{L}^{-1}$. Estes baixos valores são considerados normais para os tipos de amostras analisadas.

No caso dos efluentes FA1, FA2, FA3 e FA4, estes valores foram maiores: $6,0 \pm 1,1 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$; $6,0 \pm 0,6 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$; $7,0 \pm 0,6 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$ e $7,0 \pm 0,5 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, respectivamente, não sendo significativa a diferença entre as médias (Kruskal – Wallis 5%), ou seja, todos demonstraram igual capacidade de aeração nos leitos quando operados intermitentemente mesmo ocorrendo o processo de nitrificação o qual consome muito oxigênio dissolvido.

Além disso, pelos resultados analíticos expressados no gráfico da Figura 5.33, verifica-se que a maior parte dos efluentes finais tem as concentrações de OD acima do limite mínimo permitido, de $5,0 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, para rios de classe 2 e que grande parte dos resultados está acima de $6,0 \text{ mgO}_2\text{L}^{-1}$, valor estabelecido para corpos hídricos de classe 1 (CONAMA 357, 2005). Também neste caso dos efluentes finais, não há diferença significativa entre os resultados (Kruskal – Wallis 5%).

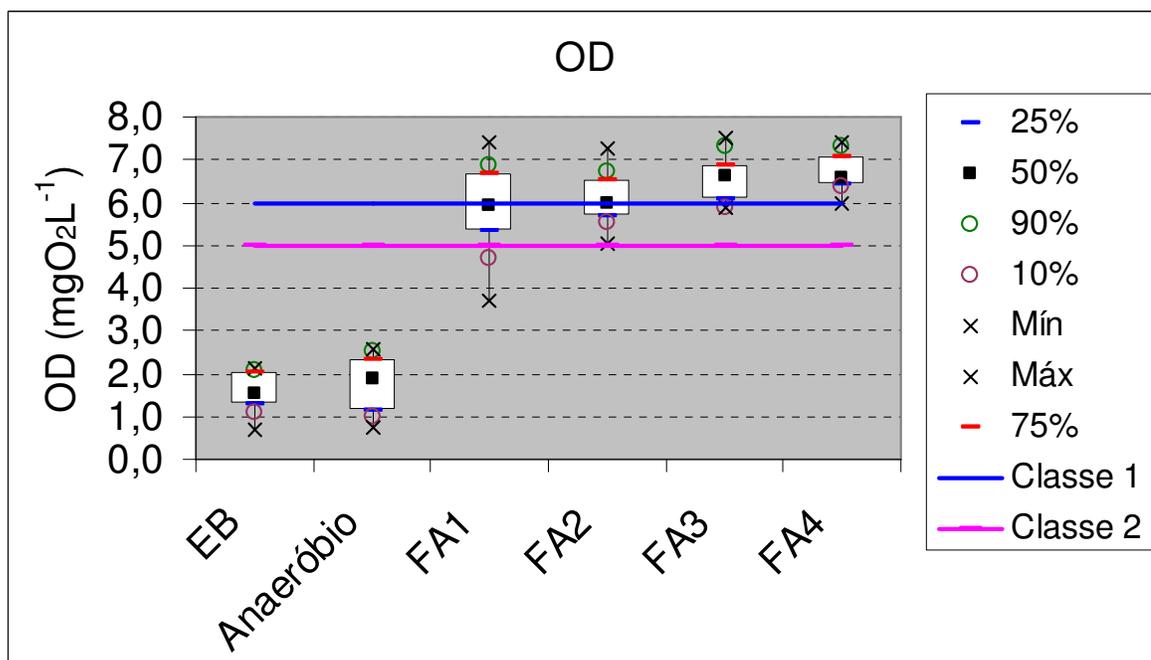


Figura 5.33: Gráficos Box-Plot da Concentração de Oxigênio Dissolvido nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4 e limite máximo permitido para lançamento em corpos hídricos.

5.2.3.3 Sólidos Suspensos

Os resultados da concentração de Sólidos Suspensos Totais nas amostras estão expostos no gráfico da Figura 5.34.

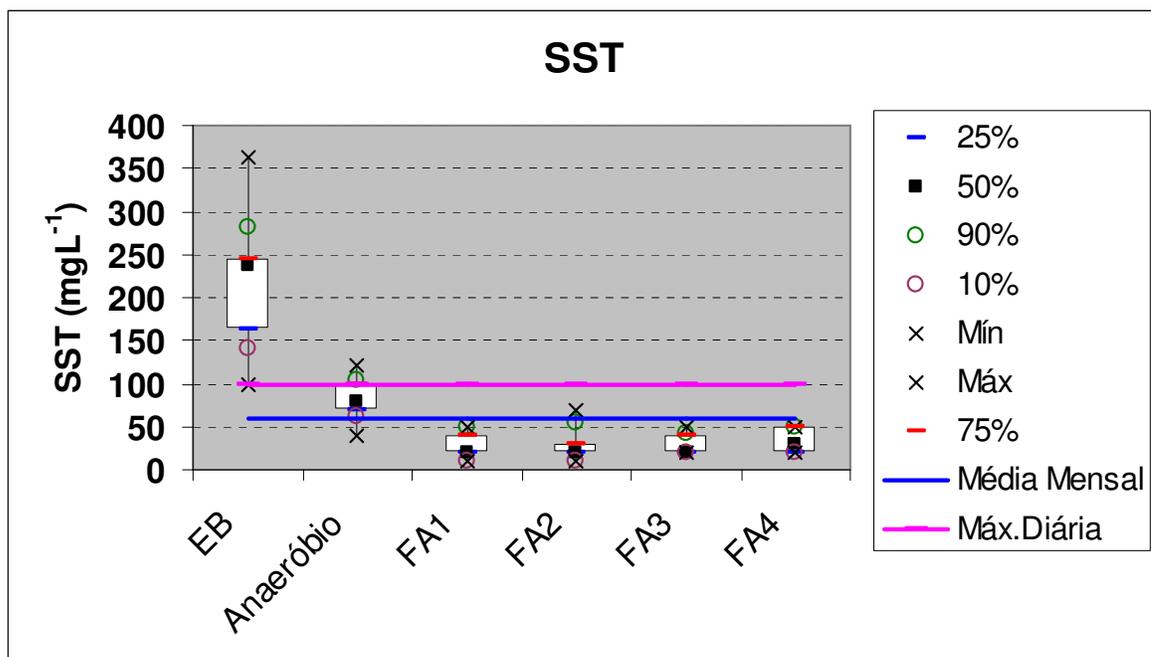


Figura 5.34: Gráficos Box-Plot da Concentração de Sólidos Suspenso Totais nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4 e limite máximo permitido mensal e diário para lançamento em corpos hídricos.

A Tabela 5.8 apresenta a média de SST nas amostras, o percentual de remoção alcançado pelo tratamento e a porcentagem de SSV e SSF em relação aos SST da mesma amostra.

Tabela 5.8: Média de Sólidos Suspensos Totais nas amostras, percentual de remoção alcançado pelo tratamento e porcentagem de Sólidos Suspensos Voláteis e Sólidos Suspensos Fixos em relação a esta média.

Amostra	Média de SST (mgL⁻¹)*	Remoção (%)	SSV (%)*	SSF (%)*
EB	215 ± 77,1	-	80,2	19,8
Anaeróbio	81 ± 23,4	58,8 ± 14,9	56,4	43,6
FA1	28 ± 15,6 <i>a</i>	65 ± 16,6	28,0 <i>a</i>	72,0 <i>a</i>
FA2	29 ± 19,6 <i>a</i>	68,3 ± 14,7	23,1 <i>a</i>	76,9 <i>a</i>
FA3	28 ± 12 <i>a</i>	65,7 ± 10,9	12 <i>a</i>	88,0 <i>a</i>
FA4	33 ± 13,2 <i>a</i>	55,5 ± 16,3	26,7 <i>a</i>	73,3 <i>a</i>

* Valores seguidos pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5%).

Pela avaliação dos dados é possível perceber que houve elevada remoção de SST pelo tratamento visto que o valor da concentração de SST nos efluentes finais foi, em média, 85% menor do que a concentração encontrada na amostra de EB. Ainda nota-se que grande parte dos SST dos efluentes dos filtros de areia era composta por SSF (cerca de 77,5%), evidenciando a ampla mineralização dos compostos orgânicos.

Além disso, através do gráfico (Figura 5.34) observa-se que todos os efluentes dos filtros de areia tinham suas concentrações de SST abaixo de 100 mgL⁻¹, valor estipulado pela COPAM Nº10 (1986) como concentração máxima diária para o lançamento em corpos hídricos. Considerando a mesma legislação, os valores encontram-se dentro dos limites da concentração média máxima mensal permitida de 60 mgL⁻¹, ou seja, estes efluentes poderiam ser lançados em corpos hídricos caso fosse considerado apenas este parâmetro.

Avaliando a possibilidade de reúso em sistemas de irrigação, este efluente final teria, segundo Tonetti (2008) *apud* Capra e Scicolone (1998), baixo risco de

obstruir gotejadores pois a concentração de SST está, também, abaixo de 50mgL⁻¹.

5.2.3.4 Demanda Química de Oxigênio (DQO)

Assim como nas amostras dos filtros anaeróbios preenchidos com casca de coco verde, a DQO dos efluentes dos filtros de areia também foi analisada com alíquotas antes (DQO total) e depois da filtração (DQO filtrada) para se obter a porcentagem de material orgânico dissolvido presente. A Tabela 5.9 expõe as médias encontradas da DQObruta e da Filtrada em mgO₂L⁻¹, a porcentagem de remoção após o tratamento anaeróbio e após os filtros de areia, e, ainda, o percentual de DQO filtrada em relação a DQObruta.

Tabela 5.9: Médias dos resultados de Demanda Química de Oxigênio bruta e de Filtrada, porcentagem de remoção após os tratamentos e percentual de Demanda Química de Oxigênio filtrada em relação a Demanda Química de Oxigênio bruta.

Amostra	DQOtotal (mgO ₂ L ⁻¹)*	% Remoção	DQOfiltrada (mgO ₂ L ⁻¹)*	% Remoção	% $\frac{DQOfiltrada}{DQOtotal}$ *
EB	1124 ± 435,1	-	752 ± 381,3	-	66,1 ± 20,6 a
Anaeróbio	344 ± 125,8	66,3 ± 14,3	213 ± 61,6	65 ± 19,7	72,3 ± 21,2 a
FA1	57 ± 24,2 a	66,4 ± 14,3	45 ± 22,9 a	77,9 ± 9	85,3 ± 11,5 a
FA2	54 ± 24,6 a	81,1 ± 12,3	42 ± 21,5 a	79,7 ± 8,6	82,1 ± 36,8 a
FA3	43 ± 19,3 a	86,1 ± 6,8	28 ± 20,7 a	86,6 ± 8,2	75,9 ± 26,6 a
FA4	54 ± 45,3 a	84,5 ± 10,8	50 ± 45,2 a	77,2 ± 17,1	79 ± 20 a

* Valores seguidos pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5%).

Pelos valores, é possível verificar que, após a passagem do efluente anaeróbio pelos filtros de areia, em torno de 84% da DQO bruta foi removida e que, não houve diferença significativa (Kruskal – Wallis 5%) entre eles, ou seja, apesar das

taxas de aplicação diárias serem distintas para cada leito, todos foram igualmente capazes de tratar o afluente.

Este mesmo fato ocorreu ao ser analisada a DQO filtrada. A sua remoção média dos filtros de areia foi de 80% e os valores não foram significativamente diferentes entre si (Kruskal – Wallis 5%). Sendo assim, confirma-se que a eficiência na remoção da DQO, tanto bruta quanto filtrada, é igual para as taxas de aplicação diária de 300, 400, 500 e 600 Lm⁻². Além disso, pode-se dizer que os filtros não apenas retiveram a matéria orgânica suspensa nos poros de areia, como também, realizaram a degradação da matéria orgânica dissolvida demonstrando, como já mencionado por de Jordão e Pessoa (2005), que o sistema é incorretamente chamado de filtro, visto que o seu funcionamento não possui apenas como explicação a filtração.

A Figura 5.35 apresenta o gráfico da concentração de DQO bruta para cada amostra. Observa-se que não houve uma grande variação entre os resultados e que a maioria dos valores encontrados após a filtração, estão abaixo do limite máximo de 90 mgO₂L⁻¹, permitido pela COPAM nº10 (1986) para que o efluente possa ser lançado em corpo receptor.

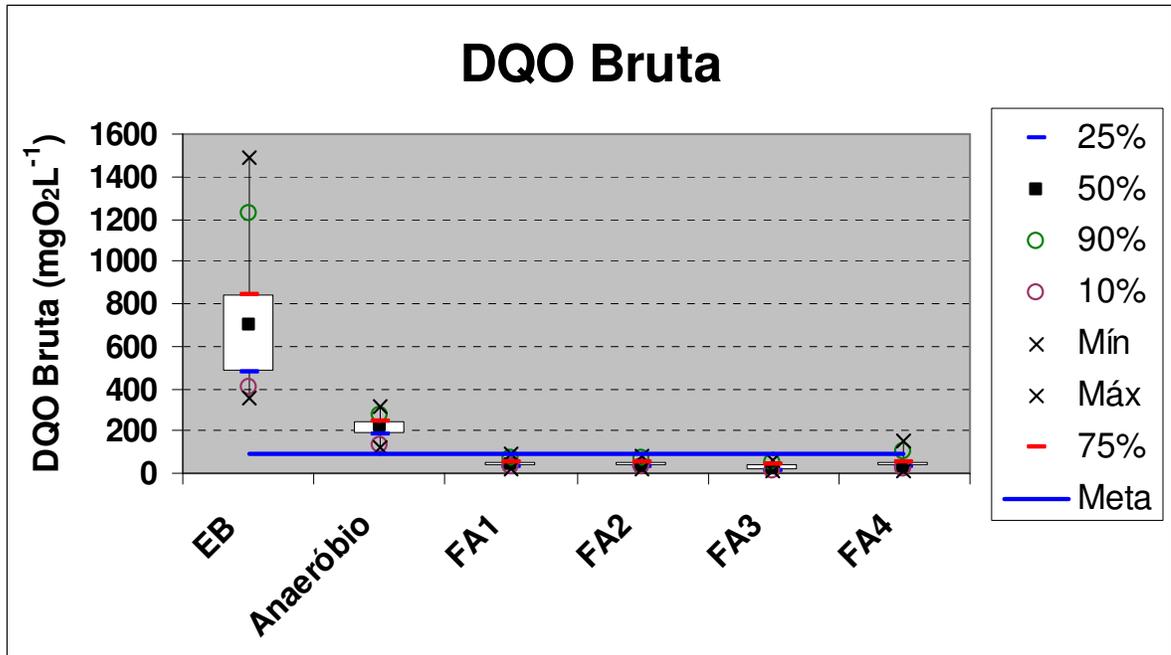


Figura 5.35: Gráficos Box-Plot da DQObruta nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4 e limite máximo permitido para o lançamento em corpos hídricos.

5.2.3.5 Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)

Os resultados da DBO das amostras coletadas não sofreram grandes variações como pode ser observado pelos resultados expressos no gráfico da Figura 5.36.

As médias destes valores estão expostas na Tabela 5.10 assim como a porcentagem de remoção e a carga média aplicada e depurada.

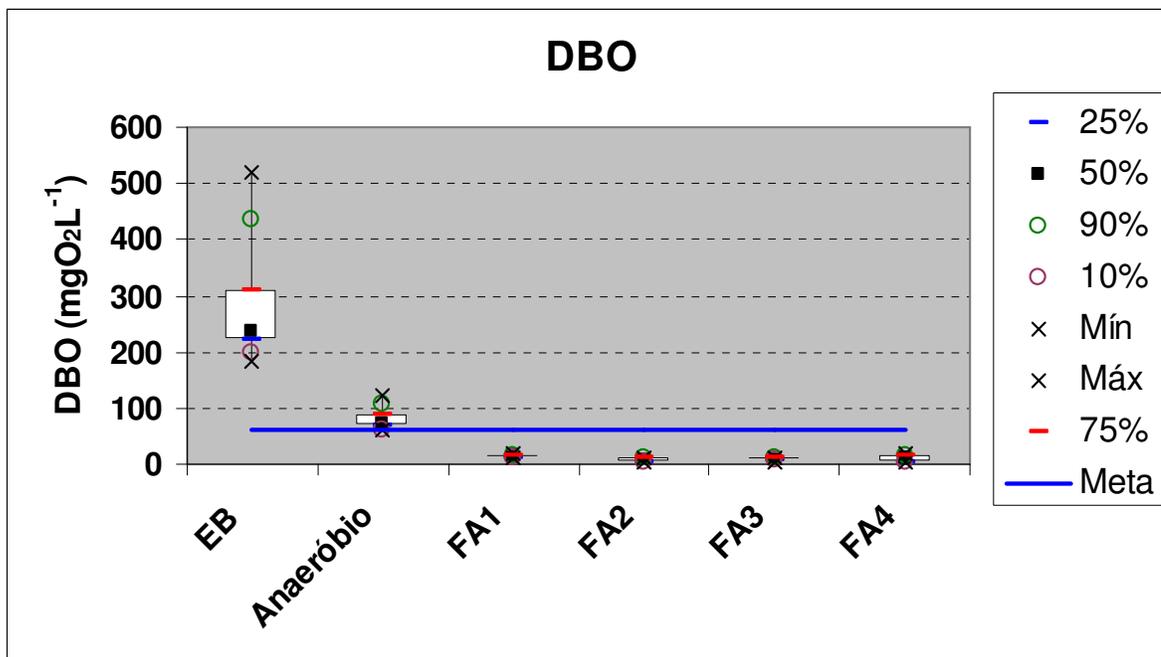


Figura 5.36: Gráficos Box-Plot da Demanda Bioquímica de Oxigênio nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4 e limite máximo permitido para o lançamento em corpos hídricos.

Tabela 5.10: Médias de DBO, porcentagem de remoção após os tratamentos e carga média aplicada e depurada.

Amostra	DBO Média (mgO ₂ L ⁻¹)	% Remoção	Carga Média (gdia ⁻¹)	Carga Média Depurada (gdia ⁻¹)
EB	294 ± 152,4	-	-	-
Anaeróbio	82 ± 27,6	67,0 ± 17,2	-	-
FA1	14 ± 2,9 a	82,0 ± 5,1	38,5 a	31,9
FA2	7 ± 3,8 a	91,7 ± 4,0	32,1 a	29,4
FA3	9 ± 2,9 a	89,2 ± 3,6	25,7 a	23,0
FA4	11 ± 6,7 a	87,0 ± 9,1	19,3 a	16,8

* Valores seguidos pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5%).

Pelos resultados tabulados, observa-se uma remoção da DBO em torno de 87% após a passagem do efluente anaeróbio pelos filtros de areia. Também não houve diferença significativa (Kruskal – Wallis 5%) em relação a este parâmetro para os efluentes finais, demonstrando, novamente, que a diferença entre as taxas de aplicação não influenciam na remoção da matéria orgânica. Apesar das cargas médias depuradas também não serem significativamente diferentes (Kruskal – Wallis 5%), nota-se que quando havia maior taxa de aplicação, a carga depurada era, igualmente, maior.

A média da razão DBO/DQObruta encontrada nos efluentes dos filtros de areia foi de 0,2; ou seja, 20% da matéria orgânica no efluente final ainda eram biodegradáveis.

Ainda, pelo gráfico da Figura 5.36, nota-se que todos os efluentes finais tiveram as concentrações de DBO abaixo do limite máximo permitido pela legislação do Estado de São Paulo (DECRETO Nº 8.468, 1976) o qual é de 60 mgL⁻¹ para o lançamento de efluentes em corpos hídricos.

5.2.3.6 Carbono Orgânico Dissolvido (COD)

Assim como já descrito no item 5.2.2.5, apenas a parte dissolvida do carbono orgânico foi analisada, também, nas amostras dos efluentes dos filtros de areia.

O gráfico da Figura 5.37 expõe os valores de COD sendo que, para cada amostra, estes se mostraram praticamente constante.

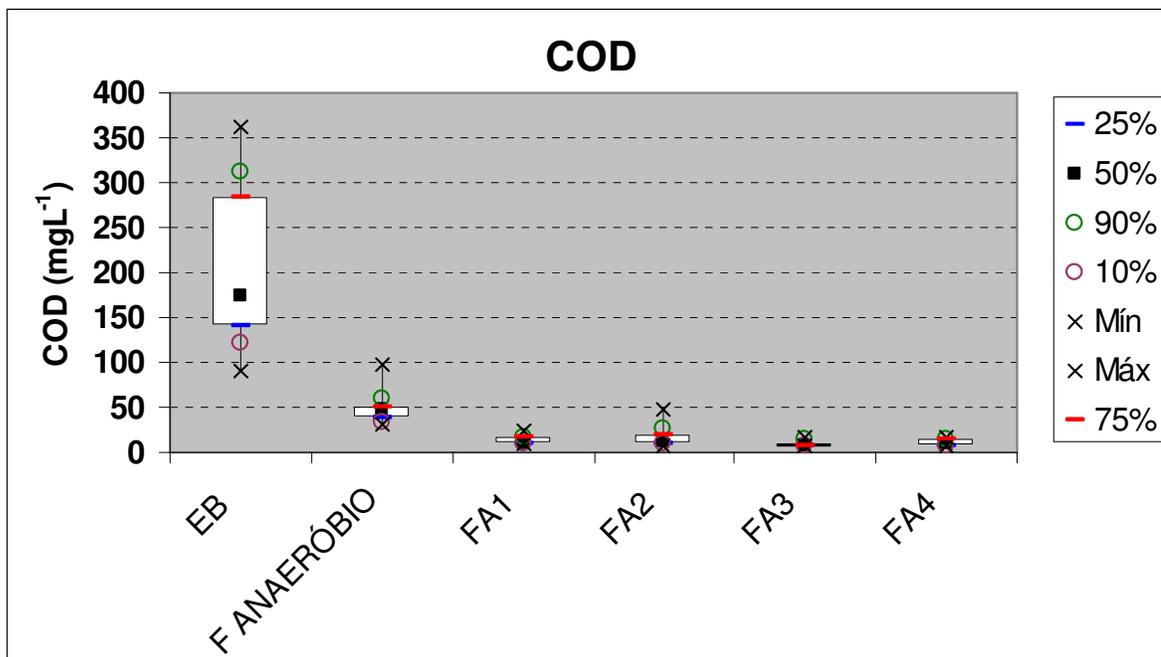


Figura 5.37: Gráficos Box-Plot de Carbono Orgânico Dissolvido nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4.

Na Tabela 5.11, encontram-se as médias dos valores de COD e o seu percentual de remoção após cada etapa do tratamento.

Tabela 5.11: Médias de COD e percentual de remoção após tratamentos.

Amostra	COD (mgL ⁻¹)	% Remoção
EB	201 ± 92,1	-
Anaeróbio	49 ± 20,0	69,2 ± 20,6
FA1	13 ± 4,6 a	69,7 ± 17,9
FA2	17 ± 12,6 a	63,6 ± 25,1
FA3	9 ± 3,3 a	79,5 ± 8,1
FA4	11 ± 3,9 a	80,4 ± 9,1

* Valores seguidos pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5%).

Pelos valores do COD, confirma-se o discutido para DQO e DBO nos itens 5.2.3.4 e 5.2.3.5; Houve uma remoção de COD em torno de 73%, valor próximo à porcentagem de remoção de DQO e DBO, e a diferença entre os resultados dos efluentes dos filtros de areia não foi significativa (Kruskal – Wallis 5%), demonstrando que, mesmo com diferentes frequências de aplicação diárias, os leitos puderam ser eficientes na remoção de matéria orgânica.

Deste modo, acrescenta-se às conclusões de Tonetti (2008) que a NBR 13969 (1997) é extremamente conservadora para a taxa limite de aplicação de efluente anaeróbico em filtros de areia visto que a norma estipula o máximo de $100 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ para efluentes oriundos de tanques sépticos e de $200 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$ quando proveniente de um tratamento aeróbico. Sugere-se, assim, que os valores das disposições recomendadas pela norma sejam ampliados já que na presente pesquisa os resultados foram satisfatórios para taxa de aplicação de até $600 \text{ Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$.

5.2.3.7 Fósforo

Os valores médios para a concentração de fósforo nas amostras foram: em EB e Anaeróbico igual a $2,0 \text{ mgL}^{-1}$ com desvio padrão de, respectivamente, 0,3 e 0,4; para a amostra de FA1 e FA4 a média foi de $1,0 \pm 0,5 \text{ mgL}^{-1}$, em FA2 $1,0 \pm 0,3 \text{ mgL}^{-1}$ e em FA3 $1,0 \pm 0,4 \text{ mgL}^{-1}$. As diferenças entre todas as amostras não foram significativas (Kruskal – Wallis 5%) mostrando que não há remoção deste composto durante o processo.

Como a maioria dos valores dos efluentes finais não estava abaixo de 1 mgL^{-1} , valor limite máximo da legislação gaúcha (CONSEMA nº 128, 2006) para a disposição do efluente em corpos hídricos, é necessário um tratamento a nível terciário para que sejam alcançados padrões estabelecidos de lançamentos e também que seja impedida a eutrofização no meio onde será lançado.

Apesar desta remoção limitada, caso este efluente seja visado para o reúso em irrigação e piscicultura, esta concentração de fósforo não constitui um problema e sim uma oferta de nutriente.

Os valores encontrados para as amostras estão expostos no gráfico da Figura 5.38.

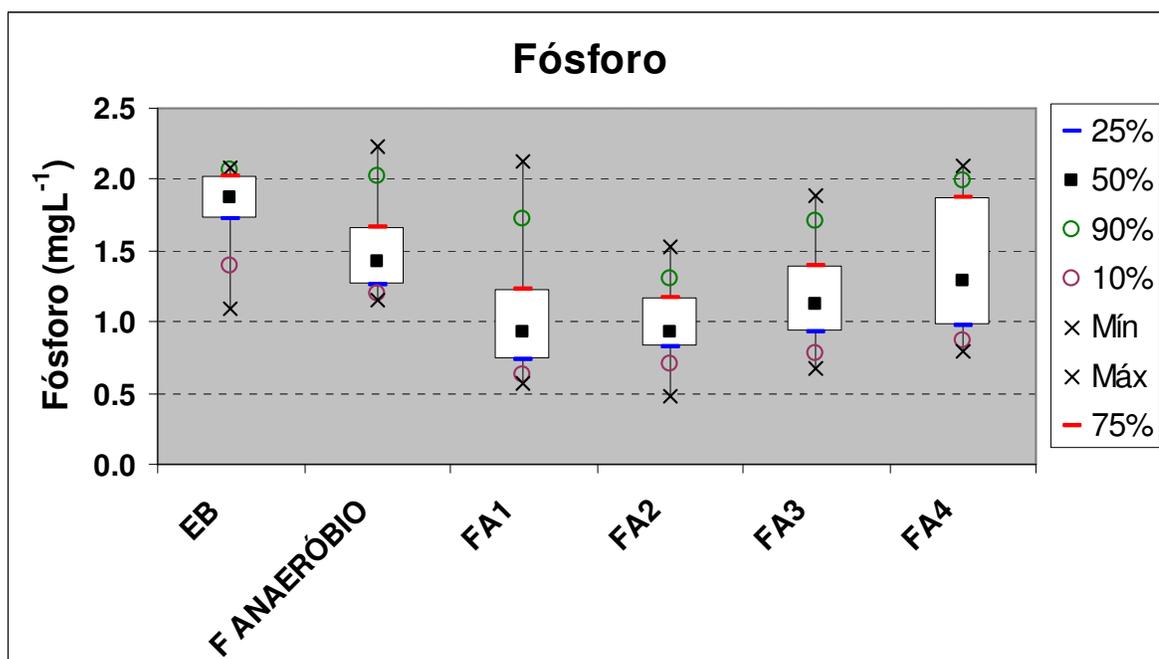


Figura 5.38: Gráficos Box-Plot da Concentração de Fósforo nas amostras EB, Anaeróbio, FA1, FA2, FA3 e FA4.

5.2.3.8 Série de Nitrogênio

Como já explicado no item 5.2.2.7, pelo processo anaeróbio dificilmente são produzidos íons nitrito (N-NO_2^-) e nitrato (N-NO_3^-), assim, a concentração destes íons nas amostras EB e Anaeróbio foram quase nulas e não contribuíram de forma significativa para a soma da concentração de Nitrogênio Total (N-Total) sendo o valor deste considerado igual a concentração de nitrogênio total Kjeldahl (N-NTK).

A Tabela 5.12 expõe os valores médios das concentrações dos compostos nitrogenados encontrados nas amostras e, também, a porcentagem de nitrato em relação ao efluente final.

Tabela 5.12: Concentrações médias dos compostos nitrogenados das amostras e porcentagem de nitrato em relação ao efluente final.

Amostra	N-NTK (mgL^{-1})*	% N-NH ₃ ^A	N-NO ₂ ⁻ (mgL^{-1})*	N-NO ₃ ⁻ (mgL^{-1})*	N-Total (mgL^{-1})*	% Nitrato ^B
EB	39 ± 6,8 a	98,4 ± 10,3	ns**	ns**	39 ± 6,8 a	ns**
Anaeróbio	57 ± 9,8 a	83,4 ± 7,4	ns**	ns**	57 ± 9,8 a	ns**
FA1	13 ± 5,9 ab	20,5 ± 16,5	0,3 ± 0,04 a	45 ± 17,8 a	61 ± 14,7 a	73,7 ± 17,1
FA2	12 ± 6,1 ab	18,4 ± 7,0	0,3 ± 0,05 a	47 ± 23,3 a	69 ± 22,5 a	66,7 ± 23,2
FA3	5 ± 4,2 b	5,8 ± 4,2	0,1 ± 0,1 a	56 ± 16,1 a	61 ± 15,4 a	91,5 ± 7,4
FA4	3 ± 1,5 b	4,6 ± 3,4	0,1 ± 0,06 a	57 ± 10,0 a	60 ± 9,9 a	95,0 ± 2,6

* Valores seguidos pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5%).

** Valores não significativos (ns).

A porcentagem de N-NH₃ em relação ao N-NTK.

B porcentagem de Nitrato em relação ao Nitrogênio Total.

Como os resultados dos filtros de areia não foram significativamente diferentes entre si (Kruskal – Wallis 5%), são expostos no gráfico da Figura 5.39 apenas os resultados encontrados em FA4.

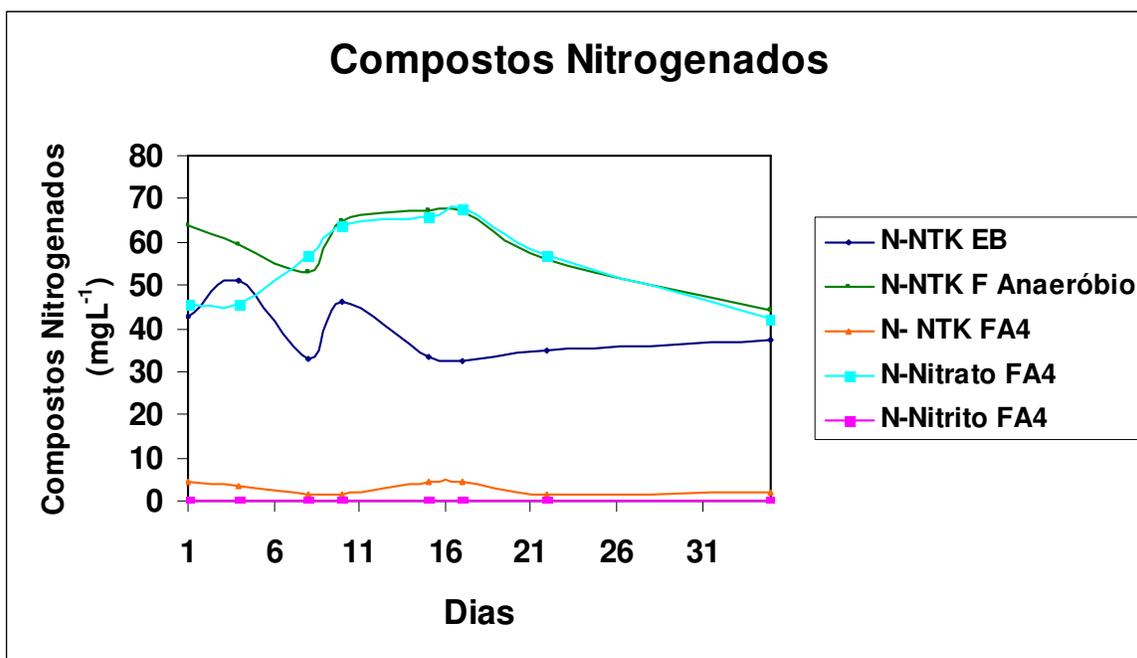


Figura 5.39: Concentração dos compostos nitrogenados na amostra FA4 e concentração de N-NTK nas amostras EB e Anaeróbio.

Nota-se pelos valores da Tabela 5.12 que não há diferença significativa (Kruskal – Wallis 5%), entre o N-Total da amostra de EB e do efluente Anaeróbio, demonstrando, assim como já discutido no item 5.2.2.7 que não há transformação deste composto no tratamento anaeróbio.

Após a filtragem, observa-se um acréscimo na concentração de íons nitrato e uma diminuição de N-NTK, evidenciando que ocorreu a nitrificação nos leitos de areia. Assim, a porcentagem média de nitrato no N-total final é maior do que a dos outros compostos nitrogenados, cerca de 82%. Apesar de ter ocorrido esta reação em todos os filtros de areia, verifica-se que não houve diferença significativa

(KrusKal – Wallis 5%) entre os valores de N-NTK das amostras EB, Anaeróbio, FA1 e FA2, demonstrando que, o aumento da taxa de aplicação diária pode ter começado a influenciar na conversão deste composto a íons nitrato.

Os valores médios da concentração de nitrito nos filtros de areia são muito baixos visto que este íon é um produto intermediário da nitrificação e, por isso, quando em condições apropriadas, não ocorre seu acúmulo. Portanto, por não haver maiores concentrações de nitrito, demonstra-se, também, que as condições de todos os filtros de areia eram adequadas à formação de íons nitrato (GERARDI, 2002).

A menor concentração de nitrato nos primeiros dias de análise da amostra FA4, pode ser devido ao menor tempo da abertura de sua válvula a qual aplicava o carbonato de potássio. Desta maneira, não era mantida a alcalinidade residual necessária para a estabilização do pH em torno do neutro o qual é mais adequado às bactérias nitrificantes.

Em relação ao lançamento em corpos hídricos, segundo a Resolução CONAMA 357 (2005), o efluente final estaria dentro do limite máximo permitido de $20,0 \text{ mgL}^{-1}$ em termos de concentração de nitrogênio amoniacal, no entanto a concentração de nitrato supera o limite máximo de $10,0 \text{ mgL}^{-1}$, estabelecido para corpos de água de classe 1, 2 e 3. Além disso, esta concentração também superou o limite de 30 mgL^{-1} ou seja, segundo a FAO (1994), caso este efluente seja empregado como água de reúso, o grau de restrição deve ser severo. Sendo assim, se faz necessário ou um tratamento para a desnitrificação a fim de melhorar a qualidade do efluente para a sua disposição em corpos receptores ou o manejo adequado para a sua reutilização.

5.2.3.9 Organismos Indicadores

Como organismos indicadores foram analisadas as densidades de Coliformes Totais (CTo) e Termotolerantes (CTe) em NMP 100mL⁻¹. Na Tabela 5.13 estão as médias destes encontradas nas amostras coletadas.

Tabela 5.13: Médias das concentrações de Coliformes Totais e Termotolerantes.

Amostra	CTo (NMP 100mL⁻¹)*	CTe (NMP 100mL⁻¹)*
EB	1,2x10 ⁸ ± 3,7x10 ⁷ <i>a</i>	8,8x10 ⁶ ± 8,6x10 ⁶ <i>a</i>
Anaeróbio	2,8x10 ⁷ ± 2x10 ⁷ <i>a</i>	2,5x10 ⁶ ± 1,7x10 ⁶ <i>a</i>
FA1	2,3x10 ⁵ ± 2,6x10 ⁵ <i>b</i>	5,3x10 ⁴ ± 8x10 ⁴ <i>b</i>
FA2	6,8x10 ⁵ ± 8,9x10 ⁵ <i>b</i>	6,6x10 ⁴ ± 8,7x10 ⁴ <i>b</i>
FA3	1,9x10 ⁵ ± 2,2x10 ⁵ <i>b</i>	2,4x10 ⁴ ± 1,9x10 ⁴ <i>b</i>
FA4	5,6x10 ⁵ ± 6,8x10 ⁵ <i>b</i>	1,0x10 ⁵ ± 1,4x10 ⁵ <i>b</i>

* Valores seguidos pela mesma letra minúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5%).

Os valores dos organismos indicadores estão dentro da faixa considerada por Jordão e Pessoa (2005) como típica de esgoto doméstico: de 10⁶ a 10¹⁰ NMP 100mL⁻¹ no caso de CTo e, entre 10⁶ a 10⁹ NMP 100mL⁻¹, para CTe.

Após o tratamento anaeróbio, não houve uma redução significativa (Kruskal – Wallis 5%) destes valores, confirmando citação de Chernicharo (2007) de que este tipo de tratamento não é eficiente na remoção deste grupo de patógenos.

Com o pós - tratamento em filtros de areia, houve uma queda de 2 unidades logarítmicas nos resultados de ambos coliformes; porém esta queda não foi suficiente de modo que o efluente estivesse dentro dos padrões da Resolução CONAMA 357 (2005) a qual estipula como valor máximo de CTe 1,0x10³ para corpos hídricos de classe 2 e 2,5x10³ para classe 3.

Além disso, caso este efluente fosse empregado como água de reúso, segundo a OMS (2000), a sua utilização estaria limitada a irrigação por aspersão de cereais e culturas a serem industrializadas, silviculturas, árvores frutíferas e forrageiras para feno e silagem, as quais exige-se um efluente com densidade limite de CTe de 10^5 NMP 100 mL⁻¹.

Em empregos como irrigação de culturas que sejam comidas sem cozimento, campos esportivos e parques públicos os quais a densidade máxima de CTe permitida é de 10^3 NMP 100 mL⁻¹ seria necessário o uso de agente desinfetante sendo que, como a turbidez destes efluentes foi baixa (Figura 5.30), seria preciso pouca concentração do composto químico para a desinfecção do efluente. Outra maneira de desinfecção poderia ser a aplicação de UV, pois a baixa turbidez indica elevada eficiência para este tipo de procedimento.

5.2.3.10 Raspagem da camada de areia

Apesar de ser feita a raspagem nos filtros de areia, não houve diferença significativa nas amostras coletadas antes e depois deste procedimento evidenciando que os primeiros 5 cm não têm muita influencia no processo de tratamento. Porém foi possível perceber que os filtros com maiores taxas de aplicação, colmataram mais rapidamente. Assim, quando empregado este tipo de sistema, deve-se observar o tempo necessário para ser feita a raspagem a fim de que a manutenção do sistema seja mais simplificada possível.

5.3 Caracterização da Casca de Coco Verde

A casca de coco verde foi caracterizada através de dois ensaios: Ensaio de Tração e Ensaio de Volume de Vazios. Ambos os testes foram feitos com cascas antes de serem colocadas dentro dos reatores (amostras secas) e depois de serem utilizadas como meio suporte dos filtros anaeróbios (amostras úmidas), assim como já apresentado no item 4.9.

5.3.1 Ensaio de Tração

Os valores médios dos resultados deste ensaio estão descritos na Tabela 5.14 e o gráfico da Figura 5.40 expõe os valores da Força (N) pelo deslocamento (mm) para uma amostra seca e uma amostra úmida. Será apresentada apenas uma curva de cada tipo de amostra, pois, para cada situação, os CP tiveram comportamentos semelhantes.

Tabela 5.14: Valores médios dos resultados do ensaio de Tração.

	Amostra Seca*	Amostra Úmida*
Diâmetro (mm)*	8,2 ± 1,8 a	8,0 ± 1,1 a
Deslocamento (mm)*	33 ± 19 a	12 ± 8 b
Força (N)*	96,7 ± 5,1 a	95,7 ± 3,0 a
% deslocamento (%D)*	47 ± 27 a	17 ± 11,7 b
Área (mm²)*	54,2 ± 26,1 a	52,0 ± 15,1 a
Tração (MPa)*	2,1 ± 0,66 a	2,0 ± 0,5 a

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

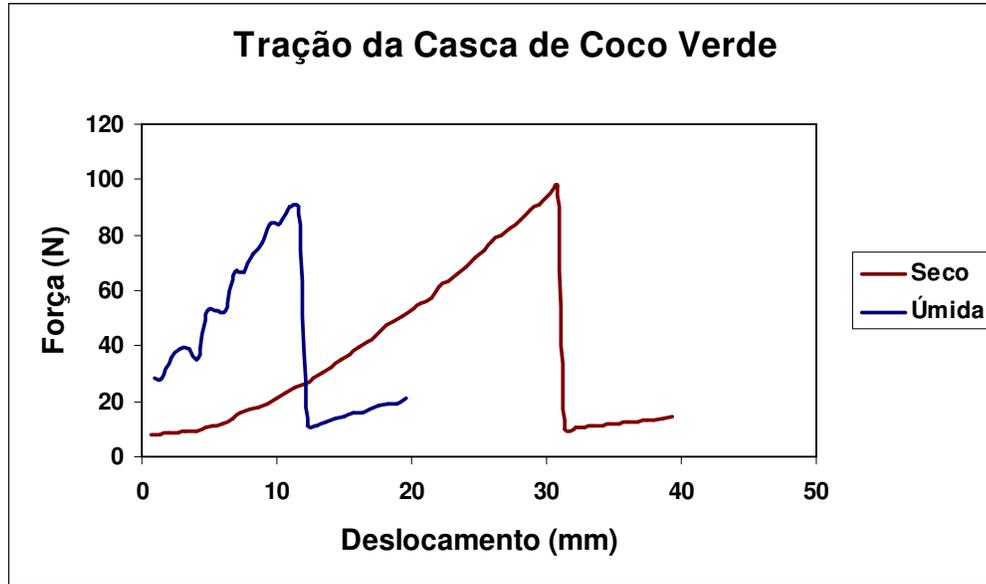


Figura 5.40: Gráfico do ensaio de tração. Força (N) em função do deslocamento (mm).

De acordo com a Tabela 5.14, verifica-se que a Tração exercida em ambas amostras foi praticamente igual, ou seja, o uso da casca de coco verde como meio suporte do filtro anaeróbico não alterou sua resistência à tração. Os únicos valores significativamente diferentes (Kruskal – Wallis 5%) entre as amostras secas e úmidas foram os de deslocamento (mm) o qual representa aumento do comprimento da peça sob tração, no momento da ruptura.

Observa-se no gráfico da Figura 5.40 que o maior deslocamento para a ruptura foi da amostra seca evidenciando uma característica mais elástica do que a amostra úmida. A parte inicial da curva de tensão x deslocamento, onde o material exhibe elasticidade, representa o desenovelamento e alinhamento das cadeias macromoleculares longas e flexíveis. A extensão posterior conduz ao deslizamento das macromoléculas com o rompimento de ligações secundárias, podendo resultar em deformações permanentes do CP: ruptura (VILAR, 2004).

Assim, o teste demonstra que a casca de coco verde, após ser utilizada como meio suporte em filtros anaeróbios, não altera sua resistência à tração, contudo, torna-se menos elástica, apresentando uma ruptura com deslocamentos menores.

A resistência à tração da fibra de coco verde também foi analisada por Figueredo *et al* (2007), quando misturaram 5 a 15% da fibra em polietilenos de alta densidade e verificou uma melhora desta propriedade nos compostos reforçados com as fibras, demonstrando que estas influenciaram diretamente na tração.

5.3.2 Ensaio de Volume das Cascas de Coco Verde

Este ensaio, assim como o de Tração, foi realizado com as amostras secas e úmidas. A porcentagem média do volume total ocupada pelas cascas de coco verde secas foi de $36\% \pm 2,4\%$ e no caso das amostras úmidas este percentual foi de $46,5\% \pm 2,1\%$, sendo a diferença significativa (Kruskal – Wallis 5%). Apesar de parte do material (biodegradável) das cascas de coco serem decompostos após o seu uso como meio suporte, o resultado encontrado para as amostras úmidas foi maior. Este fato é devido à biomassa estar aderida a parte inerte das cascas e, assim, aumentar a porcentagem de seu volume.

5.4 Caracterização do Lodo

Nesta pesquisa foram caracterizadas as porções de lodo utilizadas na inoculação do FC2 e retiradas de 4 outros reatores anaeróbios (como descrito no item 4.5), e o lodo produzido pelos 2 filtros anaeróbios com casca de coco verde como meio suporte. Quando retirado o lodo, FC1 já operava por 47 semanas e FC2 por 20 semanas.

Os parâmetros analisados foram: pH , série de sólidos e o Índice Volumétrico do Lodo. A Tabela 5.15 apresenta estes resultados. Os dados do inóculo são o resultado da média calculada a partir dos valores encontrados nas 4 porções de lodo.

Tabela 5.15: pH, série de sólidos e IVL dos lodos para inóculo, do reator FC1 e de FC2.

	Inóculo	Lodo FC1	Lodo FC2
pH	6,0 ± 0,7	6,5	6,6
Sólidos Totais (mgL⁻¹)	54.330 ± 19.882	12.000	13.000
Sólidos T. Voláteis (mgL⁻¹)	44.330 ± 16.062	7.800	10.000
Sólidos T. Fixos (mgL⁻¹)	10.000 ± 3.972	4.200	3.000
Sólidos S. Totais (mgL⁻¹)	28.750 ± 12.665	9.600	9.800
Sólidos S. Voláteis (mgL⁻¹)	22.750 ± 10.348	7.500	8.200
Sólidos S. Fixos (mgL⁻¹)	6.000 ± 2.000	2.100	1.600
Índice Volumétrico do Lodo (IVL) mlg⁻¹	30,2 ± 5,9	47,2	66,3

De acordo com a Tabela 5.15, no pH das porções de lodo não se observou grandes variações, estando em torno do valor neutro.

Os maiores valores de sólidos (totais e suspensos) no inóculo são devido ao período mais longo de operação dos reatores de onde foram retirados, ou seja, o lodo estava mais concentrado.

A porcentagem média de sólidos suspensos (SS) em relação aos sólidos totais em todas as amostras de lodo foi de 70%. No caso dos Sólidos Suspensos Voláteis (SSV) em relação aos Sólidos suspensos totais (SST) o percentual médio foi de 80% e dos Sólidos Suspensos Fixos (SSF) de 20%. Estes valores podem ser atribuídos a concentração de sólidos minerais presente no afluente dos reatores o qual é, também, aproximadamente 20% da quantidade de SST.

Se analisados os valores de IVL, o inóculo e o lodo de FC1 têm, segundo Von Sperling (2008), uma sedimentabilidade considerada ótima visto que seus valores encontram-se entre 0 e 50 mLg⁻¹. Para o lodo de FC2, o autor analisaria como uma sedimentabilidade boa (na faixa de 50 a 100 mLg⁻¹).

A diferença entre os lodos de FC1 e FC2 pode ser devido ao tempo de operação destes reatores. Como FC1 operava por 27 semanas a mais do que FC2, o seu lodo estaria mais estabilizado e, portanto, teria melhor sedimentabilidade do que o lodo do FC2.

6. CONCLUSÃO

Para cada estudo específico, foram formuladas as seguintes conclusões:

6.1 Teste Hidrodinâmico

- Os reatores apresentaram tendência ao escoamento pistonado e a ausência de zonas mortas.

6.2 Reatores Anaeróbios

- A etapa de partida de FC1 (não inoculado) ocorreu em 10 semanas enquanto que para FC2 (inoculado) este período foi de 6 semanas;
- Os filtros se mantiveram estáveis mesmo frente a mudanças de TDH;
- A média da turbidez nos efluentes anaeróbios foi de 58,5 UT atendendo às legislações vigentes;
- Os reatores foram capazes de remover entre 60 e 70% da matéria orgânica;
- Não houve remoção dos compostos nitrogenados e de fósforo, evidenciando a necessidade de um pós-tratamento para ser obtida sua melhor qualidade.

6.3 Filtros de Areia

- Os leitos foram capazes de adequar o efluente final às legislações brasileiras vigentes quanto a parâmetros como turbidez e SST;
- Removerem satisfatoriamente a matéria orgânica ratificando que as taxas diárias sugeridas pela norma que orienta os aspectos construtivos para esta forma de tratamento (NBR 13969, 1997) são muito conservativas e devem ser revisadas;

- Houve grande capacidade de aeração e de nitrificação;
- Em relação ao seu emprego como água de reúso, os efluentes oferecem potencial de oferta em termos de nitrato e fósforo;
- Pelos valores de condutividade a reutilização do efluente deve ser feita com grau de restrição moderado;
- Observando - se a capacidade apresentada pelos filtros de areia, em especial no que foi aplicado $600\text{Lm}^{-2}\text{dia}^{-1}$, é possível compactar e diminuir o custo final da instalação. Assim pode-se considerar este sistema de tratamento de esgoto como um de baixo custo.

6.4 Caracterização da casca de coco verde

- As cascas de coco verde mostraram -se adequadas e viáveis para preenchimento de filtros anaeróbios;
- Não houve alteração de sua resistência à tração após seu uso como meio suporte, contudo, foram observadas características menos elásticas.
- O volume foi maior nas cascas analisadas após serem empregadas como meio suporte devido à aderência da biomassa na parte inerte.

6.5 Caracterização do lodo

- Os IVL dos lodos analisados variaram entre 30,0 e 70,0 mlg^{-1} caracterizando a sedimentabilidade variando entre boa e ótima.

7. RECOMENDAÇÕES

- Dar continuidade ao acompanhamento da resistência mecânica da casca de coco verde ao longo do tempo;
- Estudar o desempenho dos filtros anaeróbios com alimentação escalonada;
- Dar continuidade ao acompanhamento das taxas de aplicação diárias dos filtros de areia por um período de tempo maior;
- Avaliar o tempo necessário que, com estas taxas, deve-se fazer a raspagem da camada superior do leito de areia;
- Empregar das mesmas taxas de aplicação diárias com revezamento de operação entre os filtros de areia;
- Estudar formas de remoção de nitrato, fósforo e coliformes para adequar o efluente final a padrões de lançamento em corpos hídricos;
- Estudar a viabilidade do emprego deste efluente como água de reúso.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGRONEGÓCIO. *Uso da fibra da casca de coco verde para o preparo de substrato agrícola*. Disponível em:

<http://www.portaldoagronegocio.com.br/index.php?p=texto&&idT=616>.

Acesso em: 12 dez. 2006.

APHA/AWWA/WEF. *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 21^a ed. Washington: American Public Health Association. 1082 p. 2005

ARACHCHI, L. P. V.; SOMASIRI, L. L. W. *Use of coir dust on the productivity of coconut on sandy soils*. *Cocos*, vol. 12, 1997.

AUSLAND, G., STEVIK, T. K., HANSEN, 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. 2008.

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.

- 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.
- BIHAN, Y. AND LESSARD, P. *Monitoring biofilter clogging: biochemical characteristics of the biomass*. Water Research. Volume 34, número 17, pp. 4284–4294. 2000.
- 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.; HANSSSEN, J. F. *Bacterial removal and protozoan grazing in biological sand filters*. Journal of Environmental Quality, Volume 33, pp. 1041-1047. 2004.
- BRISSAUD, 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. Dissertação de Mestrado. 2000.

- CAMPELLO, R.P.; BENETTI, A.D. *Efeito da variação brusca de temperatura sobre a remoção de matéria orgânica em reatores UASB*. In: Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, 31. Santiago, Chile. 2008.
- CAMPOS, J.R. (coord.). *Tratamento de Esgotos Sanitários por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo: Coletânea de Trabalhos Técnicos*. 1ª ed, PROSAB, p. 183 a 216. São Carlos – SP. 2000. ISBN 85 86552 07 0
- CAPRA, A.; SCICOLONE, B. *Water quality and distribution uniformity in drip/trickleirrigation systems*. Journal of Agricultural Engineering Research. Volume 70, número 4, pp. 355-365. 1998.
- CARSON, R. *Primavera Silenciosa*. Melhoramentos. São Paulo-SP. 1964
- CAVALCANTE, F.L.; ANDRADE, C.O.N.; MELOH, N.S. *Eficiência sanitária de filtros anaeróbios avaliada em função da remoção de ovos de vermes e coliformes fecais*. In: Anais do Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, 31, AIDIS. Santiago, Chile. 2008.
- CETESB. Instrução técnica nº 31. *Aplicação de água de reúso proveniente de estação de tratamento de esgoto doméstico na agricultura*. São Paulo. 2006.
- CHECK, G. G., WALLER, D. H., LEE, S. A., PASK, D. A., MOOERS, J. D. *The lateralfow sand-filter system for septic-tank effluent treatment*. Water Environmental Research. Número 66, pp. 919–928. 1994.

CHERNICHARO, C.A.L. *Reatores Anaeróbios: Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias*. 2ª ed, volume 5. Belo Horizonte - MG: SEGRAC. 2007.

COHIM, E.; DOURADO, M.; KIPERSTOK, A. *Tempo médio de passagem de líquido em filtros intermitentes de leito de areia*. In: Congresso Interamericano de Ingeniería Sanitária y Ambiental, 31, Santiago- Chile. 2008.

COLLAÇO, A.B.; ROSTON, D.M. *O uso de pneus picados como meio suporte de leitos cultivados para o tratamento de esgoto sanitário*. Engenharia Ambiental. Volume 3, pp 21-31. Espírito Santo do Pinhal- SP. 2006.

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.

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. SBN 85 7041 130 8

COUTO, L. C. C. *Avaliação do desempenho de filtros anaeróbios com diferentes meios de enchimento no tratamento de esgotos sanitários.* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Departamento de Saneamento e Ambiente, Universidade Estadual de Campinas. Campinas- SP. 1993.

CRUZ, L.M.O.; STEFANUTTI, R.; TONETTI, A.L.; CORAUCCI, B.; FIGUEREDO, R.F. *Estudo do Tempo de Detenção Hidráulica de filtro anaeróbio com leito de coco verde (Cocos nucifera).* In: Simposio Internazionale di Ingegneria Sanitaria Ambientale (SIDISA),2. Firenze – Italia. 2008

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- SP. 1976.

De VRIES, J. *Soil filtration of wastewater effluent and the mechanism of pore clogging.* J. WPCF. Volume 44, número 4, pp. 565–573. 1972.

DILALLO, R.; ALBERTSON, O. E. *Volatile acids by direct titration.* J. Water Pollution Control Fed. Volume 33,número 4, pp. 357-365, 1961.

- ELMITWALLI, T.; ZEEMAN, G. Y.; LETTINGA, G. *Anaerobic treatment of domestic sewage at low temperature*. In: Seminario Latinoamericano de Digestión Anaerobia, 6. Brasil. 2000.
- FAO - ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA AGRICULTURA E ALIMENTAÇÃO . *Water quality for agriculture - Irrigation and drainage paper*. 1994.
- FARIA, L. C. e PASQUINE, 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-YOUSED, A. K. *Slow sand filtration of secondary effluent*. Journal of Environmental Engineering – ASCE. Número 199, pp. 615–630. 1993.
- FIGUEIREDO, J. O. G.; VOORWALD, H. J. C.; CIOFFI, M. O. H.; MULINARI, D. R.; OZAKI, P. H. *Comportamento mecânico e caracterização morfológica de compósitos poliméricos reforçados com fibras de coco verde*. Departamento de Materiais e Tecnologia/FEG/UNESP; Guaratinguetá- SP- Brasil. 2007
- 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.
- GERARDI, M.H. *Nitrification and denitrification in the activated sludge process*. 1ª Ed. New York - USA: Environmental protection, 2002. ISBN 0 471 06508 0.

- HAMODA, M. F.; AL-GHUSAIN, I.; AL-MUTAIRI, N. Z. *Sand filtration of wastewater for tertiary treatment and water reuse*. Desalination 164, pp. 203-211. Kuwait. 2004.
- HEALY, M. G.; RODGERS, M.; MULQUEEN, J. *Treatment of dairy wastewater using constructed wetland sand intermittent sand filters*. Bioresource Technology. Volume 98, pp. 2268–2281. Ireland. 2007
- 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.
- 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. 1981a.
- KRISTIANSEN, R. *Sand-filter trenches for purification of septic tank effluent: III. The micro flora*. Journal of Environmental Quality. Número 10, pp. 361–364. 1981b.
- LEVENSPIEL, O. *Engenharia das reações químicas*. 3ª ed. Editora Edgard Blucher Ltda. 2000.

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. 2005.

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

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.

MONTALVO,S.; GUERRERO,L. *Tratamiento anaerobio de residuos*. Producción de biogás. Ed. Universidad Técnica Federico Santa María. Chile. 2003.

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

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

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

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

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

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.

PEREIRA, O. R.; ANTUNES, R. M.; QUADRO, M. S.; KOETZ, P. R. *Pós-tratamento de efluentes de reator uasb com filtros anaeróbios*. Rev. Bras. de Agrociência. Volume 7, Número 3, pp. 209-212. 2001.

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

PIMENTA, M; KATO, M T; GAVAZZA, S.; FLORENCIO, L. *Desempenho de reatores piloto tipo UASB e híbrido para o tratamento de esgoto doméstico*. In: Anais do Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 23, Campo Grande, Brasil. 2005.

PINTO, J. D. S.; CHERNICHARO, C. A. L. *Escória de alto forno: uma nova alternativa de meio suporte para filtros anaeróbios*. In: Anais do Simpósio Ítalo-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 3, ABES/ANDIS/AIDIS. Gramado- Rio Grande do Sul. 1996.

PHILIPPI JR, A. (eds.). *Saneamento , Saúde e Ambiente: Fundamentos para um desenvolvimento sustentável*. 1ª ed., Manole Ltda., pp. 181 e 185. Barueri – SP. 2005. ISBN 85 204 2188 1

PROSAB – Programa de pesquisa em saneamento básico. Disponível em:
<http://www.finep.gov.br/prosab/index.html>.

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.

RAMIREZ, O.P.; ANTUNES,R.M.; QUADRO,M.;KOETZ.P. *Pós - tratamento de efluentes de reator UASB com filtros anaeróbios*. Rev. Bras. de Agrociencia. Volume 7, Número 3, pp. 209-212. 2001. Pelotas, RS, Brasil.

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.

REBHUM, M.; ARGAMAN, Y. *Evaluation of hydraulic efficiency of sedimentation basis*. ASCE Journal of Sanitary Engineering. Volume 91, número 5, pp. 37-45. 1965.

- RODGERS, M.; HEALY, M.G.; MULQUEEN, J. Organic carbon removal and nitrification of high strength wastewaters using stratified sand filters. *Water Research*. Volume 39, pp. 3279–3286. Ireland. 2005
- ROSA, M. F. *Alternativas para o uso da casca de coco verde*. Rio de Janeiro: Embrapa. Disponível em: <http://www.embrapa.br>. Acesso em: Janeiro, 2008.
- SABBAH, I.; GHATTAS, B.; HAYEEK, A.; OMARI, J.; HAJ, Y.; ADMON, S.; GREEN, M. *Intermittent sand filtration for wastewater treatment in rural areas of the Middle East-a pilot study*. *Water Science and Technology*. Volume 48, Número 11–12, pp. 147–152. 2003.
- SALDES, G.; MAGGI, R.C.; MARTINEZ, S.M.; DELGADILLO, E.C. *Tratamiento anaerobio, en una y dos etapas, de aguas residuales urbanas a temperatura ambiente*. In: Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, 31. Santiago - Chile. 2008
- 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, M.L.F.; FLORENCIO, L.; BASTOS, R.K.X.; AISSE, M.M. (Coord.)

Tratamento e utilização de esgotos sanitários: Reuso das águas de esgoto sanitário, inclusive desenvolvimento de tecnologias de tratamento para esse fim. Volume 2, 1ª Ed. PROSAB. Recife - PE. 2006. ISBN 85 7022 152 5.

SENHORAS, E.M. *Estratégias de uma agenda para a cadeia agroindustrial do*

coco: transformando a ameaça dos resíduos em oportunidades eco-eficientes. Dissertação (Mestrado em Economia) - Universidade Estadual de Campinas. Campinas- SP. 2003.

SIEGRIST, R.L. Soil clogging during subsurface wastewater infiltration as affected

by effluent composition and loading rate. *Journal Environmental Quality.*

Volume 16, pp. 181–187. 1987.

SONG, Z.; WILLIAMS, C.J.; EDYVEAN, R.G.J. *Tannery wastewater treatment*

using an upflow anaerobic fixed biofilm reactor (UAFBR). *Environmental Engineering Science.* Volume 20, Número 6. UK. 2003.

STEVIK, T.; AUSLAND, A, K.; G.; HANSEN, 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.

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

1996.

TACONI, K.A.; ZAPPI, M.E.; FRENCH, W.T.; BROWN, L.R. *Methanogenesis under acidic pH conditions in a semi-continuous reactor system*. Bioresource Technology. Volume 99, pp. 8075–8081. Mississippi- EUA. 2008.

TONETTI, A.L. *Pós - Tratamento de Efluente Anaeróbio Por Filtros de Areia*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Saneamento e Ambiente, Universidade Estadual de Campinas. Campinas- SP. 2004.

----- *Método para tratamento de esgotos e produção de água de reúso: filtro anaeróbio combinado com filtro de areia e reator de desnitrificação*. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) - Departamento de Saneamento e Ambiente, Universidade Estadual de Campinas. Campinas- SP. 2008.

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.

- VALENZUELA, T.P.; PALMA, G.J.H.; ESPINACE, A.R.; PENÃ, F.A. *Depuración de aguas residuales domésticas utilizando suelos volcánicos chilenos*. In: Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, 31. Santiago-Chile. 2008.
- VAN HAANDEL, A. C.; LETTINGA, G. *Tratamento anaeróbico de esgotos*. Um manual para regiões de clima quente. Epgraf, Campina Grande. 2008.
- VILAR, W. *Química e tecnologia de poliuretanos*. 3ª Ed. Vilar consultoria, Rio de Janeiro - RJ. 2004
- VON SPERLING, M. *Princípios básicos do tratamento de esgotos*. 1ª edição. Belo Horizonte, UFMG. 1997.
- VON SPERLING, M. *Lodos ativados*. Volume 4, 2ª Ed. Ampliada, Belo Horizonte - MG. 2008. ISBN: 85 7041 129 4
- VRIES, J. *Soil filtration of wastewater effluent and the mechanism of pore clogging*. Journal W.P.C.F. Volume 44, pp. 565–573. 1972.
- WILLMAN, B. P., PETERSEN, G. W. e FRITTON, D. D. *Renovation of septic tank effluent in sand-clay mixtures*. Journal of Environmental Quality. 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.

- 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.
- 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 WaterPollution 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.