



UNICAMP

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

**TRATAMENTO DE EFLUENTE ANAERÓBIO:
CONDICIONAMENTO EM FILTRO DE AREIA
VISANDO LANÇAMENTO E REÚSO**

Daniele Tonon Dominato

Campinas, São Paulo
Fevereiro/2011



UNICAMP

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

TRATAMENTO DE EFLUENTE ANAERÓBIO: CONDICIONAMENTO EM FILTRO DE AREIA VISANDO LANÇAMENTO E REÚSO

Autora: Daniele Tonon Dominato

Orientador: Dr. Bruno Coraucci Filho

Tese de Doutorado apresentada à Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil, na Área de Concentração em Saneamento e Ambiente.

Campinas, São Paulo, Brasil
Fevereiro/2011

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

D713t Dominato, Daniele Tonon
Tratamento de efluente anaeróbio: condicionamento em filtro de areia visando lançamento e reúso / Daniele Tonon Dominato. --Campinas, SP: [s.n.], 2011.

Orientador: Bruno Coraucci Filho.
Tese de Doutorado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Águas residuárias. 2. Tratamento anaeróbio. 3. Biofiltro aeróbio. 4. Água na agricultura. 5. Água - Reutilização. I. Coraucci Filho, Bruno. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Anaerobic effluent treatment: sand filters conditioning to disposal or reuse applications

Palavras-chave em Inglês: Wastewater, Anaerobic treatment, Aerobic biofilter, Water in agriculture, Water - Reuse

Área de concentração: Saneamento e Ambiente

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora: Ricardo de Lima Isaac, José Roberto Guimarães, Isaac Volschan Junior, Lademir Luiz Beal

Data da defesa: 28/02/2011

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo
Departamento de Saneamento e Ambiente - DSA

TRATAMENTO DE EFLUENTE ANAERÓBIO: CONDICIONAMENTO EM FILTRO DE AREIA VISANDO LANÇAMENTO E REÚSO

Daniele Tonon Dominato

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Bruno Coraucci Filho

Presidente e Orientador – Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP

Prof. Dr. Ricardo de Lima Isaac

Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP

Prof. Dr. José Roberto Guimarães

Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP

Prof. Dr. Isaac Volschan Júnior

Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ

Prof. Dr. Ledemir Luiz Beal

Universidade de Caxias do Sul - UCS

Campinas, 28 de Fevereiro de 2011.

Dedico este trabalho aos meus pais, Vilmo e Izaura, aos meus irmãos Edmar e Michelle e ao meu marido Gustavo, por serem essenciais e acreditarem em mim em todos os momentos. **Com amor!**

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que acreditaram na realização desse trabalho e em especial:

A Deus, fonte de luz e inspiração em todos os momentos da minha vida. Os obstáculos ficam muito mais fáceis de serem vencidos com a sua presença.

Agradeço a minha família, pois, acredito que sem ela nunca poderia vencer mais esta etapa de minha vida. Aos meus pais, Vilmo e Izaura, por toda a educação e o apoio de sempre confiados a mim. Aos meus irmãos Michelle e Edmar que acreditaram no meu potencial e que sonharam junto comigo pela chegada deste momento. Aos meus sobrinhos Luís Otávio, Maria Luísa e Ana Laura, “as criaturas” mais perfeitas de nossas vidas. Não saberia expressar em poucas linhas a gratidão e o amor que sinto por vocês.

Agradeço também ao meu marido, Gustavo, companheiro, incentivador e peça fundamental em minha vida. Minhas conquistas são suas também!

O meu sincero agradecimento ao meu orientador e amigo Prof. Dr. Bruno Coraucci Filho, por todo apoio e confiança, pela orientação e pelos conselhos, que muitas vezes se comportava como meu pai.

Demonstro também reconhecimento pelos professores do departamento de Saneamento e Ambiente da FEC/Unicamp: Ronaldo Stefanutti, Edson Abdul Nour,

Roberto Feijó de Figueiredo, José Roberto Guimarães, Carlos Gomes Mendes da Nave, Ricardo de Lima Isaac e Eglé Novaes Teixeira.

Agradeço os professores que participaram da qualificação e da defesa: Dr. Isaac Volschan Jr (POLI/UFRJ), Dr. Lademir Luiz Beal (Universidade de Caxias do Sul /RS), Dr. Adriano Luiz Tonetti (Unicamp), Dr. Ricardo de Lima Isaac (Unicamp) e José Roberto Guimarães (Unicamp). Suas contribuições fizeram esse trabalho ficar ainda melhor.

Agradeço também os técnicos do laboratório de Saneamento e Ambiente da FEC - Enelton Fagnani, Lígia M. Domingues e Fernando P. Candello. A técnica do laboratório de Protótipos Mary A. Marques e também ao técnico do laboratório de Saneamento da FEAGRI, Giovani A. Brota por toda a atenção e pelas incansáveis explicações. A secretaria de pós-graduação, em especial à Paula pela força.

Igualmente sou grata ao engenheiro Antônio Sérgio Spolaor e à SABESP – Unidade Franca - pela instalação da automatização do sistema de aplicação dos filtros de areia. E também ao estatístico, Maurílio José Barbosa Soares, pelo apoio e suporte estatístico que sem sombra de dúvidas foi essencial nesse trabalho.

Não poderia esquecer também de agradecer ao Sr. Antônio e os demais senhores que trabalham ao lado do Laboratório de Protótipos, que nos ajudaram em momentos muito difíceis e nos tiraram de muitas enrascadas. Agradeço também, ao Carlão, funcionário da manutenção da FEC, que desenvolveu a estrutura para a captação do esgoto bruto.

Agradecimentos mais que especiais aos colegas (alunos de iniciação científica e bolsa trabalho) que se tornaram meus amigos ao longo dessa jornada. Tenho certeza que seria impossível a realização desse trabalho sem a ajuda valiosa de cada um. São eles: Alieth, Daniel, Débora, Fabiana, Felipe, Gilcélia,

Jade, Jenifer, Julyenne, Karoline, Letícia, Luis Fernando, Lucas, Mateus, Mônica, Nani, Nathan, Ricardo, Roberto, Rosana, Simone, Thalita Ivi, Thalita Rissi e Warner.

Agradeço também pela amizade aos amigos que conquistei e tenho certeza que o tempo não apagará: Adriano, Prof. Chico, Bruna Fernanda, Danila, Eloisa, Giuliano, Jorge, Luccas, Mario, Martina, Noeli e Paula. Em especial, à Luana Mattos que provou que ciência e amizade podem caminhar juntas, mostrou-se essencial e indispensável em momentos cruciais do meu trabalho.

Por fim, agradeço as agências financiadoras. O Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico em especial ao Edital CT - Hidro pelo apoio através da concessão da bolsa de doutorado e também a FAPESP que tem contribuído de forma crucial para que o grupo de pesquisa consiga realizar todos os trabalhos.

A todos meu muito obrigada!

“ Valeu a pena? Tudo vale a pena se a alma não é
pequena.....”.

Fernando Pessoa. Poema: Mar Português.

RESUMO

TONON, D.D. **Tratamento de Efluente Anaeróbio: Condicionamento em Filtro de Areia Visando Lançamento e Reúso.** 2011. 278p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, 2011.

A escassez cada vez maior de água doce devido ao crescimento demográfico, a urbanização e, provavelmente, as mudanças climáticas, tem dado lugar ao uso crescente de águas residuárias na agricultura. Atualmente, essa prática é uma realidade, principalmente na região sudeste de São Paulo, onde os conflitos pelos usos múltiplos da água são constantes. Frente a essa situação, o objetivo desse trabalho foi avaliar o condicionamento de efluentes sanitários, de um sistema composto por filtros anaeróbios e pós-tratamento por filtros de areia (com espessura de 0,75 m) com altas taxas de aplicação diárias que variaram de 300 a 800 L m⁻², visando reúso agrícola e/ou para lançamento em corpos hídricos. Verificou-se uma remoção na concentração de matéria orgânica em termos de DQO, DBO e COD acima de 90 % no efluente dos filtros de areia em todas as taxas de aplicação estudadas. Os resultados apontam que o parâmetro limitador para a utilização de taxas de aplicação diárias superiores a 700 L m⁻² foi a concentração de nitrogênio amoniacal produzido nos filtros de areia, superiores a 20 mg L⁻¹, obrigando a implantação de um sistema de aeração superior. A dosagem de hipoclorito de cálcio empregada para adequar o efluente a legislação foi de 3,25 mg L⁻¹ com um tempo de contato de 45 minutos e a classificação do efluente final para a utilização deste na agricultura foi C3S1, estando apto a ser utilizado com um grau moderado de restrição. Como os resultados foram satisfatórios, comprova-se que é possível a aplicação de maiores taxas hidráulicas nos leitos de areia.

Palavras-chave: águas residuárias, tratamento anaeróbio, tratamento aeróbio, altas taxas, agricultura.

ABSTRACT

TONON, D.D. **Anaerobic Effluent Treatment: Sand Filters Conditioning to Disposal or Reuse Applications.** 2011. 278p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, 2011.

Increasing scarcity of freshwater due to demographic growing, urbanization and, climate changing are the reason of increasing use of the wastewater in agriculture. Nowadays, this practice is a reality, mainly in São Paulo in the southeast areas, where the conflicts caused by multiples use of water are constant. Based on this situation, the aiming of this investigation was to evaluate wastewater conditioning, from a system composed by anaerobic filters and post – treated by sand filters (0,75m height) with high daily application rates which varied from 300 to 800 L m⁻², agriculture reuses and/or discharging into receiving waters. An organic matter removing of 90% in terms of COD, BOD and DOC was observed in sand filters effluent in all application rates which were studied. Results have shown that the limitation parameter to use application rates over 700 L m⁻² was the ammonium nitrogen concentration which are produced by sand filters and were over 20 mg L⁻¹, forcing to implant a superior aeration system. Calcium hypochlorite dose, used to make the effluent appropriate according to the law, was 3,25 mg L⁻¹ with a contact time of 45 minutes and the final effluent classification to use it in agriculture was C3S1, which is suitable to be used with a moderate degree of restriction. As the results were satisfactory, higher application hydraulic rates in sand filters are proved to be possible.

Key – words: wastewater, anaerobic treatment, aerobic treatment, high rates, agriculture.

SUMARIO

RESUMO	ix
LISTA DE TABELAS	xviii
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xxiv
1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	5
2.1. Objetivo geral	5
2.2. Objetivos Específicos	5
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
3.1. Saúde Ambiental	7
3.2. Tratamento de Esgotos: Processos Biológicos Aeróbios e Anaeróbios ...	10
3.3. Reatores Anaeróbios.....	12
3.4. Fatores Ambientais que Influenciam a Atividade Microbiana nos Reatores Anaeróbios.....	13
3.4.1. Temperatura	13
3.4.2. pH.....	14
3.4.3. Tempo de Detenção Hidráulica	15
3.4.4. Carga Orgânica Aplicada.....	16
3.5. Etapas da Digestão Anaeróbia.....	16
3.5.1. Hidrólise.....	18
3.5.2. Acidogênese.....	19
3.5.3. Acetogênese.....	19
3.5.4. Metanogênese	19
3.6. Tratamento de Esgotos para Pequenas Localidades.....	20
3.6.1. Processos Anaeróbios de Altas Taxas	21
3.6.2. Filtros Anaeróbios.....	21
3.6.3. Filtros Anaeróbios com Materiais Suporte não Convencionais Estudados no campus da Unicamp.....	24
3.6.3.1. Filtro Anaeróbio com Recheio de Bambu.....	24
3.6.3.2. Filtro Anaeróbio com Recheio de Coco Verde	26
3.7. Pós - Tratamento	26
3.7.1. Pós-Tratamento por Filtros de Areia.....	28
3.7.2. Aplicação	29
3.7.3. Funcionamento	30

3.7.4.	Biofilme nos Filtros de Areia e a Colmatação Biológica.....	30
3.7.5.	Fatores que Influenciam o Tratamento	32
3.7.5.1.	Condições Ambientais	32
3.7.5.1.1.	Temperatura	32
3.7.5.1.2.	Aeração	33
3.7.5.2.	Aspectos Construtivos	34
3.7.5.2.1.	Diâmetro Efetivo (D_{10}).....	34
3.7.5.2.2.	Coeficiente de Uniformidade (CU)	36
3.7.5.2.3.	Profundidade da Camada de Areia.....	36
3.7.5.3.	Aspectos Operacionais	38
3.7.5.3.1.	Taxa de Aplicação.....	38
3.7.5.3.2.	Distribuição do Afluente.....	39
3.7.5.3.3.	Período de Repouso.....	39
3.7.5.3.4.	Freqüência de Descarga	40
3.7.5.3.5.	Processo de Entupimento	41
3.7.6.	Nutrientes	42
3.7.6.1.	Fósforo.....	42
3.7.6.2.	Nitrogênio.....	43
3.7.6.2.1.	Nitrificação.....	44
3.8.	Desinfecção	46
3.8.1.	Hipocloritos.....	46
3.8.2.	Ação Desinfetante do Cloro	47
3.8.3.	Ação Oxidante do Cloro.....	48
3.8.4.	Reações de formação das cloraminas.....	49
3.8.5.	Parâmetros do processo de desinfecção.....	51
3.8.5.1.	Dosagens de cloro requeridas	51
3.8.5.2.	Tempo de Contato	52
3.8.5.3.	Inativação de Patógenos.....	53
3.8.6.	Formação de Subprodutos Potencialmente Prejudiciais à Saúde Humana.....	54
3.9. ...	Considerações sobre o Uso de Esgotos Doméstico Tratado na Agricultura	54
3.9.1.	Padrões de Emissão de Efluentes no Brasil	56
3.9.2.	Parâmetros para Reúso de Efluentes Tratados.....	57
3.10.	Qualidade das Águas para Irrigação	59
3.10.1.	Toxicidade	61
3.10.2.	Salinidade.....	62
3.10.3.	Sodicidade.....	63
4.	MATERIAL E MÉTODOS	69
4.1.	Tipo de Efluente	70
4.2.	Sistema de Distribuição e Armazenamento do Esgoto Bruto.....	72
4.3.	Filtros Anaeróbios	73
4.3.1.	Material Suporte	75
4.4.	Filtros de Areia	76
4.4.1.	Tubulação de Aeração dos Filtros de Areia.....	78
4.4.2.	Aplicação do Efluente Anaeróbio nos Filtros de Areia	80
4.5.	Aspectos Operacionais	81

4.5.1.	Filtros Anaeróbios.....	81
4.5.2.	Filtros de Areia.....	83
4.5.2.1.	Automatização.....	85
4.5.2.2.	Aplicação do Sal (K_2CO_3) nos Leitões de Areia	88
4.5.3.	Desinfecção.....	89
4.5.3.1.	Dosagens de Hipoclorito de Cálcio Aplicadas.....	90
4.5.3.2.	Tempo de Contato do Efluente com o Desinfetante.....	91
4.5.4.	Monitoramento dos Metais	91
4.5.5.	Aplicação do Efluente Final na Cultura de Roseiras.....	91
4.6.	Coleta de Amostras e Análises Laboratoriais.....	93
4.6.1.	Análises Microbiológicas	94
4.6.1.1.	Bactérias do Grupo Coliformes	94
4.6.1.2.	Helmintos e Protozoários	95
4.6.2.	Análises Físicas e Químicas.....	95
4.7.	Avaliação dos Resultados	98
4.7.1.	Análise Estatística	98
4.8.	Período Analítico.....	99
5.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	101
5.1.	Parâmetros Físicos e Químicos	101
5.1.1.	Temperatura	101
5.1.2.	pH.....	102
5.1.2.1.	Adição do Composto Alcalino (K_2CO_3).....	107
5.1.3.	Alcalinidade total (AT) e Alcalinidade Parcial (AP)	108
5.1.4.	Turbidez.....	114
5.1.5.	Condutividade.....	120
5.1.6.	Oxigênio Dissolvido (OD)	124
5.1.7.	Sólidos em Suspensão	129
5.1.8.	Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO_5).....	135
5.1.9.	Demanda Química de Oxigênio (DQO)	139
5.1.9.1.	Relação entre DQO_{total} e DBO	147
5.1.10.	Carbono Orgânico Dissolvido (COD).....	149
5.1.11.	Fósforo	152
5.1.12.	Série de Nitrogênio.....	157
5.2.	Parâmetros Microbiológicos	167
5.2.1.	Organismos Indicadores de Contaminação Fecal	167
5.2.1.1.	Desinfecção do Efluente dos Filtros de Areia.....	171
5.2.2.	Helmintos e Protozoários.....	177
5.3.	Monitoramentos dos Sais e Classificação do Efluente quanto ao seu Uso na Agricultura.....	179
5.4.	Avaliação do Emprego do Sistema em Escala Real	183
6.	CONCLUSÕES	187
7.	RECOMENDAÇÕES	191
8.	REFERÊNCIAS	193
9.	APÊNDICE	207

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Proporção das populações total, urbana e rural que usam serviços de saneamento nas Américas.	8
Figura 3.2: Correlação entre o acesso aos serviços de água e a mortalidade em menores de cinco anos, por país, no Continente Americano.	9
Figura 3.3: Correlação entre o acesso aos serviços de Saneamento e a mortalidade em menores de cinco anos, por país, no Continente Americano.	9
Figura 3.4: Seqüência metabólica e os microrganismos presentes na digestão anaeróbia.	18
Figura 3.5: Filtro anaeróbio de fluxo ascendente	22
Figura 3.6: Aspectos químicos do cloro em meio aquoso	47
Figura 3.7: Curva de ação do cloro residual em águas com presença de amônia.	50
Figura 3.8: Limites de RAS em função da condutividade elétrica do efluente.	66
Figura 4.1: Vista geral da área ocupada pela pesquisa.	69
Figura 4.2: Recipiente de captação do esgoto bruto e a bomba utilizada nessa pesquisa	71
Figura 4.3: Vista do sistema de gradeamento (A) e local da instalação da bomba de captação (B).	71
Figura 4.4: Caixas de armazenamento e distribuição do esgoto bruto pelo sistema.	72
Figura 4.5: Esquema de um reator anaeróbio (A) e uma vista frontal de um dos reatores (B) (adaptado de TONETTI, 2008).	74
Figura 4.6: Grade suporte instalada no fundo cônico dos reatores.	74

Figura 4.7: Detalhe dos materiais utilizados como meio suporte – os anéis de bambu e as cascas de coco verde.	75
Figura 4.8: Esquema dos filtros de areia (TONETTI, 2008).	78
Figura 4.9: Tubulação de aeração inferior (A) e superior (B) dos filtros de areia. .	79
Figura 4.10: Vista geral do sistema de aeração inferior e superior dos filtros de areia.	80
Figura 4.11: Apresenta uma vista lateral (A) e a vista frontal (B) dos filtros de areia.	81
Figura 4.12: Disposição dos filtros anaeróbios nas instalações do projeto e o tipo de enchimento utilizado.....	82
Figura 4.13: Croqui do sistema de automatização.	86
Figura 4.14: Detalhe da bomba utilizada para o envio do efluente aos filtros de areia e a válvula de aplicação do sal.....	87
Figura 4.15: Desinfecção utilizando o agitador magnético como câmara de contato entre o desinfetante e o efluente dos filtros de areia.	90
Figura 4.16: Vista geral da estufa de plantio.	92
Figura 4.17: Variedade Ambiance utilizada no experimento.	92
Figura 4.18: Esquema dos pontos de coleta das amostras (adaptado de TONETTI, 2008).	94
Figura 5.1: Variação da Temperatura ambiente e do leito de areia em função das semanas de coleta.	101
Figura 5.2: Variação do pH nas diferentes etapas do projeto e diagrama do pH em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas	103
Figura 5.3: Variação da alcalinidade parcial nas diferentes etapas do projeto e diagrama da alcalinidade parcial em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	109
Figura 5.4: Variação da alcalinidade total nas diferentes etapas do projeto e diagrama da alcalinidade total em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	110
Figura 5.5: Variação da turbidez nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da turbidez em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	116

Figura 5.6: Variação da Condutividade nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da Condutividade em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	122
Figura 5.7: Variação da concentração de Oxigênio Dissolvido nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de OD em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	125
Figura 5.8: Variação da concentração dos Sólidos Suspensos Totais nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de SST em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	130
Figura 5.9: Variação da concentração da Demanda Bioquímica de Oxigênio nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração da DBO em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	136
Figura 5.10: Variação da DQO_{total} nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração da DQO_{bruta} em função das taxas de aplicação aplicadas.	140
Figura 5.11: Variação da $DQO_{filtrada}$ nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração da $DQO_{filtrada}$ em função das taxas de aplicação aplicadas.	141
Figura 5.12 - Variação da concentração do COD nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração do COD em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	150
Figura 5.13: Variação da concentração de Fósforo Total nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de Fósforo Total em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	153
Figura 5.14 - Variação da concentração de nitrogênio amoniacal nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de $N - NH_3$ em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	158
Figura 5.15 - Variação do N - NTK nas diferentes etapas do projeto e o diagrama do N - NTK em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	159
Figura 5.16: Variação da concentração de $N- NO_3^-$ nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de Nitrato em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	164

Figura 5.17: Variação da densidade de Log de Coliformes Totais nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da densidade de Coliformes Totais em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	168
Figura 5.18: Variação da densidade de Log <i>E. coli</i> nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da densidade de <i>E. coli</i> em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.	169
Figura 5.19 - Diagrama da RAS X Condutividade para classificar o efluente quanto ao seu uso na agricultura na 1ª Fase do Projeto.....	180
Figura 5.20 - Diagrama da RAS X Condutividade para classificar o efluente quanto ao seu uso na agricultura na 2ª Fase do Projeto.....	181
Figura 5.21- Diagrama da RAS X Condutividade para classificar o efluente quanto ao seu uso na agricultura na 3ª Fase do Projeto.....	182

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1- Principais vantagens e desvantagens do processo anaeróbio.....	12
Tabela 3.2 - Dosagens típicas de cloro para desinfecção de esgotos brutos e tratados, para Padrão de Lançamento de 1.000 NMP 100 mL ⁻¹ de coliformes fecais.....	52
Tabela 3.3 - Classificação das águas em função dos usos preponderantes, de acordo com a CONAMA 357/05.....	56
Tabela 3.4 - Recomendações da OMS relativas à qualidade microbiológica para uso agrícola de efluentes de ETE.	58
Tabela 3.5 - Relação entre RAS e condutividade para aplicação de efluente no solo (CETESB, 2006)	59
Tabela 3.6 - Recomendações para a qualidade da água a ser empregada na agricultura (FAO, 1994).....	61
Tabela 3.7 – Classes de salinidade para águas de irrigação.	62
Tabela 4.1 – Número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro de areia e a carga total aplicada entre o período de março a novembro de 2008.	83
Tabela 4.2 – Número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro de areia e a carga total aplicada entre o período de novembro de 2008 a setembro de 2009.	84
Tabela 4.3 – Número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro de areia e a carga total aplicada entre o período de setembro de 2009 a outubro de 2010.	85
Tabela 4.4 – Horários estipulados para o efluente anaeróbio ser aplicado sobre os leitos de areia.....	88

Tabela 4.5 – Parâmetros analisados e a indicação do método empregado.....	97
Tabela 5.1 - Médias e desvio padrão da variável pH na 1ª Fase do Projeto.....	104
Tabela 5.2 - Médias e desvio padrão da variável pH na 2ª Fase do Projeto.....	104
Tabela 5.3 - Médias e desvio padrão da variável pH na 3ª Fase do Projeto.....	104
Tabela 5.4 - Relação estatística da variável pH entre os diferentes tipos de efluentes estudados.	106
Tabela 5.5 - Médias e desvio padrão as variáveis Alcalinidade Parcial e Total na 1ª Fase do Projeto.....	111
Tabela 5.6 - Médias e desvio padrão as variáveis Alcalinidade Parcial e Total na 2ª Fase do Projeto.....	111
Tabela 5.7 - Médias e desvio padrão as variáveis Alcalinidade Parcial e Total na 3ª Fase do Projeto.....	112
Tabela 5.8 - Relação estatística da variável alcalinidade (parcial e total) entre os diferentes tipos de efluentes estudados.	113
Tabela 5.9 - Resultados obtidos para a variável alcalinidade (parcial e total) nas diferentes taxas de aplicação empregadas.	114
Tabela 5.10 - Médias e desvio padrão da variável Turbidez na 1ª Fase do Projeto.	115
Tabela 5.11 - Médias e desvio padrão da variável Turbidez na 2ª Fase do Projeto.	115
Tabela 5.12 - Médias e desvio padrão da variável Turbidez na 3ª Fase do Projeto.	115
Tabela 5.13 - Relação estatística da variável turbidez entre os diferentes tipos de efluentes estudados.	118
Tabela 5.14 - Resultados obtidos para turbidez nas diferentes taxas de aplicação empregadas.	119
Tabela 5.15 - Médias e desvio padrão da variável condutividade na 1ª Fase do Projeto.....	120
Tabela 5.16 - Médias e desvio padrão da variável condutividade na 2ª Fase do Projeto.....	121

Tabela 5.17 - Médias e desvio padrão da variável condutividade na 3ª Fase do Projeto.....	121
Tabela 5.18 - Relação estatística da variável condutividade entre os diferentes tipos de efluentes estudados.....	123
Tabela 5.19 - Médias e desvio padrão da variável concentração de OD na 1ª Fase do Projeto.....	126
Tabela 5.20 - Médias e desvio padrão da variável concentração de OD na 2ª Fase do Projeto.....	126
Tabela 5.21 - Médias e desvio padrão da variável concentração de OD na 3ª Fase do Projeto.....	126
Tabela 5.22 - Relação estatística da variável concentração de OD entre os diferentes tipos de efluentes estudados.	128
Tabela 5.23 - Resultados obtidos para a concentração de OD nas diferentes taxas de aplicação empregadas nos filtros de areia.	129
Tabela 5.24 - Médias e desvio padrão da variável concentração de SST na 1ª Fase do Projeto.....	131
Tabela 5.25 - Médias e desvio padrão da variável concentração de SST na 2ª Fase do Projeto.....	132
Tabela 5.26 - Médias e desvio padrão da variável concentração de SST na 3ª Fase do Projeto.....	132
Tabela 5.27 - Relação estatística da variável concentração de SST entre os diferentes tipos de efluentes estudados.	133
Tabela 5.28 - Valor médio de Sólidos Suspensos Totais encontrados nas amostras coletadas e Porcentagem de Sólidos Suspensos Voláteis e Sólidos Suspensos Fixos em relação a esta média.	134
Tabela 5.29 – Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DBO na 1ª Fase do Projeto.....	137
Tabela 5.30 – Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DBO na 2ª Fase do Projeto.....	137
Tabela 5.31 – Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DBO na 3ª Fase do Projeto.....	138

Tabela 5.32 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO _{total} na 1ª Fase do Projeto.	142
Tabela 5.33 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO _{total} na 2ª Fase do Projeto.	142
Tabela 5.34 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO _{total} na 3ª Fase do Projeto.	142
Tabela 5.35 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO _{filtrada} na 1ª Fase do Projeto.	144
Figura 5.36 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO _{filtrada} na 2ª Fase do Projeto.	144
Figura 5.37 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO _{filtrada} na 3ª Fase do Projeto.	144
Tabela 5.38 - Relação da DQO _{filtrada} e DQO _{total}	146
Tabela 5.39 - Relação estatística da variável DQO _{total} e DQO _{filtrada} entre os diferentes tipos de efluentes estudados.	147
Tabela 5.40 - Relação DQO _{total} /DBO para os diferentes tipos de efluente dessa pesquisa.	148
Tabela 5.41 - Médias dos valores de COD e o seu percentual de remoção após cada etapa do tratamento.	151
Tabela 5.42 - Médias e desvio padrão da variável Fósforo Total na 1ª Fase do Projeto.	154
Tabela 5.43 - Médias e desvio padrão da variável Fósforo Total na 2ª Fase do Projeto.	154
Tabela 5.44 - Médias e desvio padrão da variável Fósforo Total na 3ª Fase do Projeto.	154
Tabela 5.45 - Relação estatística da concentração de Fósforo Total entre os diferentes tipos de efluentes estudados.	156
Tabela 5.46 - Médias e desvio padrão da concentração de N - NTK, N – NH ₄ ⁺ e N _{orgânico} encontrados para os efluentes dos filtros de areia.	160
Tabela 5.47 - Relação estatística da concentração de N – NTK, N – NH ₃ e Norgânico entre os diferentes tipos de efluentes estudados.	162

Tabela 5.48 - Resultados obtidos para a concentração N – NH ₃ nas diferentes taxas de aplicação empregadas nos filtros de areia.....	163
Figura 5.49 - Médias e desvio padrão da concentração de N- NO ₃ ⁻ na 1 ^a Fase do Projeto.....	165
Tabela 5.50 - Médias e desvio padrão da concentração de N- NO ₃ ⁻ na 2 ^a Fase do Projeto.....	165
Tabela 5.51 - Médias e desvio padrão da concentração de N- NO ₃ ⁻ na 3 ^a Fase do Projeto.....	165
Tabela 5.52 - Médias e desvio padrão da densidade de Coliformes Totais e <i>E. coli</i> encontrados para os efluentes dos filtros de areia.	170
Tabela 5.53 - Médias e o desvio padrão de pH, Alcalinidade Parcial e Total, Condutividade e Turbidez do Esgoto Bruto, do efluente do Filtro Anaeróbio, do efluente dos Filtros de Areia e para o Efluente desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.	172
Tabela 5.54 - Médias e o desvio padrão do OD, COD, DQO _{total} e DQO _{filtrada} , do Esgoto Bruto, do efluente dos Filtros anaeróbios, do efluente dos Filtros de Areia e do Efluente desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.	174
Tabela 5.55 - Médias e o desvio padrão da concentração de Fósforo Total, N-NTK, N – NH ₄ ⁺ e N – NO ₃ ⁻ , do Esgoto Bruto, do efluente do Filtro anaeróbio, dos Filtros de Areia e do Efluente desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.	175
Tabela 5.56 - Médias e o desvio padrão da concentração de sólidos em suspensão (SST, SSF e SSV) do Esgoto Bruto, Filtro Anaeróbio, Filtros de Areia e Efluente Desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.....	176
Tabela 5.57 - Médias e o desvio padrão da concentração de Coliformes Totais e <i>E.coli</i> , do Esgoto Bruto, Filtro anaeróbio, Filtros de Areia e Efluente desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.	177
Tabela 5.58 - Ocorrência de cistos e oocistos de protozoários patogênicos no efluente dos filtros anaeróbios e no proveniente dos filtros de areia.....	178
Tabela 5.59 - Presença/ausência de ovos de helmintos no efluente dos filtros anaeróbios e no proveniente dos filtros de areia.....	178

Tabela 5.60: Requisito de área para diversos sistemas de tratamento de esgotos (VON SPERLING, 1997)	185
--	-----

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABES	Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Al	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
CAISM	Centro de Assistência Integral à Saúde da Mulher
CD	Coeficiente de Desuniformidade
CECOM	Centro de Saúde da Comunidade
CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CONSEMA	Conselho Estadual do Meio Ambiente
COPAM	Conselho de Política Ambiental
COT	Carbono orgânico Total
CTe	Coliformes Termotolerantes
CTo	Coliformes Totais
CV	Coeficiente de Vazios
D10	Diâmetro Efetivo
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio

DQO	Demanda Química de Oxigênio
EB	Esgoto Bruto
<i>E. coli</i>	<i>Escherichia coli</i>
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
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
FB	Filtro Anaeróbio com Recheio de cavacos de bambu
FC	Filtro Anaeróbio com Recheio de casca de coco verde
FEC	Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LABSAN	Laboratório de Saneamento da FEC/UNICAMP
LABPRO	Laboratório de Protótipos Aplicados ao Tratamento de Águas e Efluentes
NBR	Norma Técnica Brasileira
NMP	Número mais provável
N-NTK	Nitrogênio Total Kjeldahl
OD	Oxigênio dissolvido
OMS	Organização Mundial da Saúde
OPAS	Organización Panamericana de la Salud
PROSAB	Programa de Pesquisas em Saneamento Básico
SABESP	Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo
SSF	Sólidos suspensos fixos
SST	Sólidos suspensos totais
SSV	Sólidos suspensos voláteis
TDH	Tempo de Detenção Hidráulica
THM	Trihalometanos
UNICAMP	Universidade Estadual de Campinas

USEPA United States Environmental Protection Agency
UT Unidade de Turbidez
WEF Water Environment Federation

1. INTRODUÇÃO

De acordo com dados publicados pela Organização Mundial da Saúde, atualmente cerca de 1,1 bilhões de pessoas em todo o mundo não possuem acesso a fontes seguras de água potável e 2,4 bilhões não tem acesso a nenhum tipo de instalações adequadas de saneamento. Esses dados alertam para o fato de que cerca de 2,0 milhões de pessoas, a maioria crianças menores de cinco anos, morrem todos os anos devido a enfermidades diarréicas causadas pela falta de saneamento (WHO, 2010).

Segundo relatório desenvolvido pela Organização Pan-americana de Saúde (OPAS) que retrata a “Situação da Saúde nas Américas através de Indicadores Básicos” (2009), o Brasil em 2006 possuía uma população total de aproximadamente 193 milhões de habitantes, dentre os quais, cerca de 90 % da população possuía acesso a fontes de água potável. Porém, quando a questão é o saneamento apenas 77 % do total tinha acesso a instalações seguras.

A escassez cada vez maior de água doce devido ao crescimento demográfico, a urbanização e provavelmente, às mudanças climáticas, tem dado lugar ao uso crescente de águas residuárias na agricultura. Em alguns casos, a água residuária é o único recurso hídrico que as comunidades pobres possuem para garantir sua subsistência através da agricultura, sendo assim, seu uso deve ser feito de maneira consciente para garantir apenas as vantagens da técnica (WHO, 2010).

Em 1989, a OMS publicou um guia sobre o uso seguro de águas residuárias na agricultura que teve uma repercussão significativa em muitos países que fazem desta prática um meio para resolver, em parte, seu problema de escassez de água. Em consonância a isso, no Brasil a CETESB (2006) publicou uma instrução normativa (número 31) que sugere orientações para a aplicação de água de reúso na agricultura, pois, atualmente essa prática é uma necessidade, principalmente em regiões onde há estresse hídrico. 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.

Desde 1996, a Unicamp juntamente com o Programa de Pesquisas em Saneamento – PROSAB - vêm realizando pesquisas aplicadas principalmente em pequenas comunidades, dentre elas, o tratamento de esgotos domésticos por filtros anaeróbios com recheio de Anéis de Bambu (CAMARGO, 2000 e COSTA COUTO, 1993) e também com recheio de cascas de Coco Verde (CRUZ, 2009). 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. Porém, apenas essa etapa de tratamento não atende aos padrões da Legislação Brasileira (CONAMA, 357, 2005), demandando um pós-tratamento para o efluente.

TONETTI (2008) estudou os filtros de areia como pós-tratamento para o efluente, com taxas de aplicação diárias de até 200 L m^{-2} e obteve resultados satisfatórios em relação à produção de efluente adequados aos padrões de lançamento em corpos receptores (CONAMA 357/05). Por outro lado, verifica-se que o efluente produzido nesse sistema poderia-se ter uma aplicação agrícola, visto que, ao final do processo possuía concentrações satisfatórias de nutrientes como nitrogênio, fósforo, entre outros.

Portanto, é possível a construção de um sistema de tratamento de esgoto doméstico, com manutenção e operação simplificada, desde que haja uma quantidade suficiente de efluente produzido para a irrigação e que o mesmo obedeça aos padrões de lançamento e/ou ao reúso.

Por essa razão, este trabalho teve como objetivo geral avaliar o condicionamento de efluentes sanitários, de um sistema composto por filtros anaeróbios e pós-tratamento por filtros de areia com altas taxas de aplicação diárias que variaram de 300 a 800 L m⁻², visando reúso agrícola, com base aos padrões estabelecidos pela OMS (1989) e pela CETESB (2006) e também pela CONAMA 357 (2005) e as legislações Estado de São Paulo (DECRETO n° 8.468, 1976), do Estado de Minas Gerais (COPAM n° 10, 1986) e Rio Grande do Sul (CONSEMA n° 128, 2006) para lançamento em corpos hídricos.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar o condicionamento de efluentes sanitários, de um sistema composto por filtros anaeróbios e pós-tratamento por filtros de areia com altas taxas de aplicação diárias que variaram de 300 a 800 L m⁻², visando reúso agrícola e padrões de lançamento em corpos hídricos.

2.2. Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, buscou-se:

(1) Avaliar o desempenho operacional dos filtros de areia quanto aos parâmetros físicos, químicos e microbiológicos em relação às diferentes taxas de aplicação diária (300, 400, 500, 600, 700 e 800 L m⁻²) de efluente anaeróbio;

(2) Avaliar a operação e as formas de manutenção do sistema composto por filtros anaeróbios seguidos por filtros de areia;

(3) Avaliar o sistema de aeração superior implantado nos filtros de areia com relação à adequação do efluente aos padrões estabelecidos;

(4) Avaliar o desempenho da desinfecção utilizando o hipoclorito de cálcio na remoção de bactérias do grupo coliformes no efluente proveniente dos filtros de areia;

(5) Avaliar a concentração de sais, principalmente, de sódio, cálcio e magnésio através da RAS em todo o sistema e classificá-lo em função do seu uso na agricultura;

(6) Avaliar criticamente a NBR 13969 (1997) quanto à taxa máxima diária de efluente anaeróbio a ser empregada sobre a superfície dos filtros de areia e recomendar contribuições para a revisão da norma.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Saúde Ambiental

A falta de saneamento básico é um dos principais problemas que assombram os países em desenvolvimento. Os mais afetados são aqueles que vivem em condições extremas de pobreza, tanto em áreas urbanas como rurais. A principal causa desta situação é a falta de prioridade que o governo tem pelo setor, a escassez de recursos econômicos, a carência de sustentabilidade dos serviços de abastecimento de água e saneamento, aos maus hábitos de higiene e ao saneamento inadequado de entidades públicas como hospitais, centros de saúde e escolas (WHO, 2010). Na Figura 3.1 é apresentada a proporção das populações total, urbana e rural que usam serviços de saneamento nas Américas.

O que se percebe é que os países em desenvolvimento possuem índices de população total atendidos variando de 85 % para menos com relação aos serviços de saneamento. A população rural é a mais prejudicada e isso se deve ao fato delas estarem afastadas dos grandes centros comerciais e aos “olhos” da população. No Brasil, esse índice chega a 40 % aproximadamente da população rural atendida, em contrapartida, quase 90 % da população urbana tem esse serviço a sua disposição. Já nos países desenvolvidos, o que se percebe é que 100 % da população é atendida com serviços melhorados de saneamento, seja ela uma população rural ou urbana.

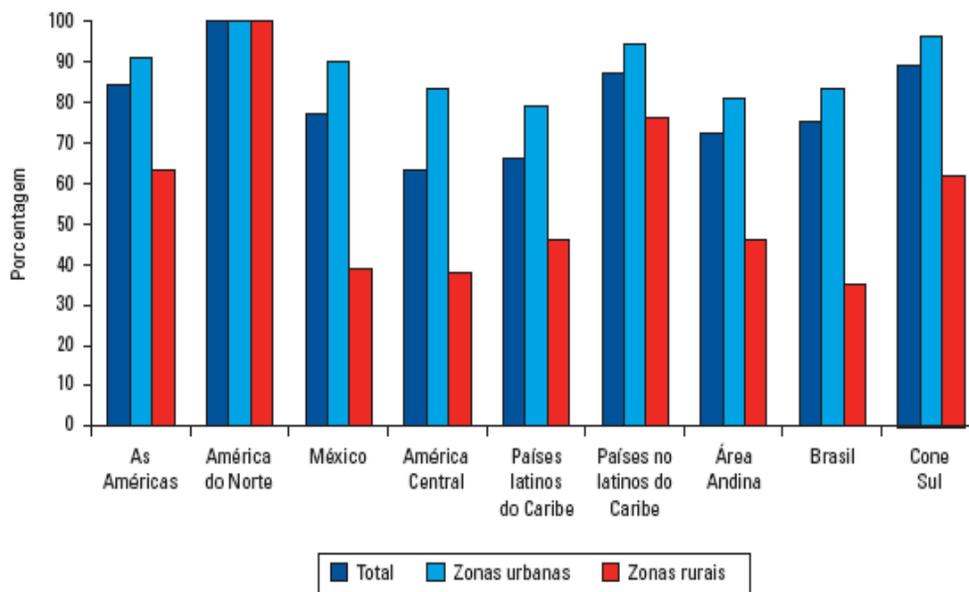


Figura 3.1: Proporção das populações total, urbana e rural que usam serviços de saneamento nas Américas.

Fonte: Retirado de Saúde nas Américas (2007) Volume I – Regional que cita o OPAS – Situação da Saúde nas Américas. Indicadores Básicos 2006.

Desde as sociedades ancestrais se reconhecem a água e o saneamento como determinantes da saúde. A ciência demonstrou sua relação casual com a saúde. Estes serviços têm um impacto transcendental na saúde das pessoas. Na América Latina, por exemplo, a mortalidade por diarreia infantil é ainda uma conseqüência importante em virtude da falta de água, da sua má qualidade e ainda a falta de saneamento (OPAS, 2007). As Figuras 3.2 e 3.3 apresentam uma correlação entre o acesso aos serviços de água e aos serviços de saneamento e a mortalidade em crianças menores de cinco anos, por país, no Continente Americano.

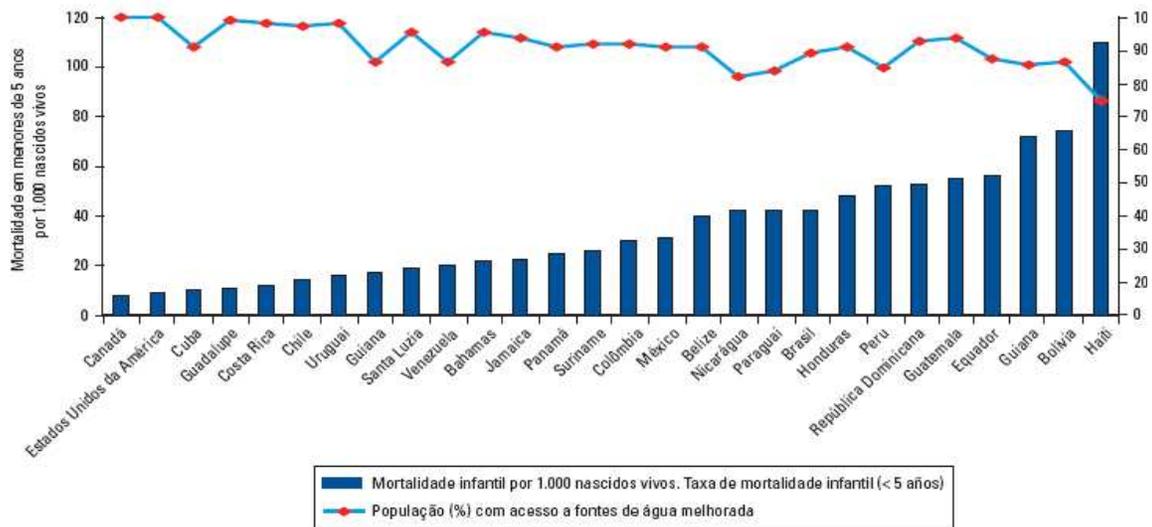


Figura 3.2: Correlação entre o acesso aos serviços de água e a mortalidade em menores de cinco anos, por país, no Continente Americano.

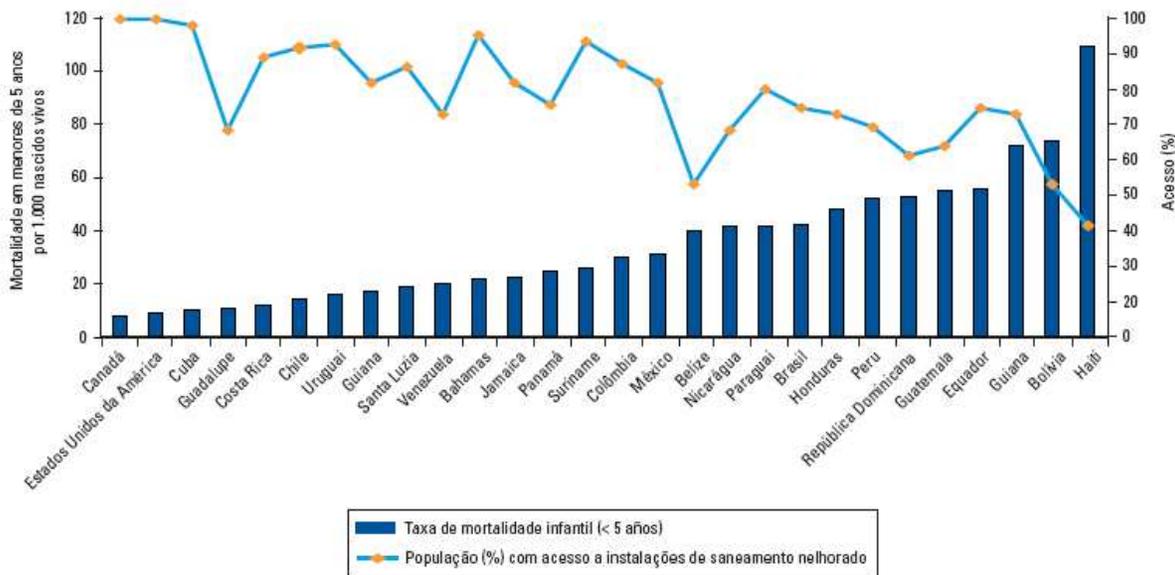


Figura 3.3: Correlação entre o acesso aos serviços de Saneamento e a mortalidade em menores de cinco anos, por país, no Continente Americano.

Fonte: OPAS (2007) – Publicação Científica e Técnica No. 622 – Saúde nas Américas 2007. Volume I – Regional¹.

¹ (Retirado de do Otterstetter H, Galvão A, Witt V, et ao. Health equity in relation to safe drinking water supply. In: Equity and health: views from the Pan American Sanitary Bureau. 2001. pp. 99–114, com apóio em dados de (i) OPAS. Indicadores de saúde nas Américas 2003 e (ii) PCM. Alcançar os ODMs em água potável e saneamento. Avaliação de metade de período dos progressos realizados. 2004).¹

Nas Figuras 3.2 e 3.3 são apresentadas a relação entre a taxa de mortalidade infantil (por 1000 nascidos vivos) em crianças menores de cinco anos à população com acesso a fontes de água e a instalações de saneamento melhorado. O que se percebe é que no Brasil a mortalidade infantil está em torno de 40 % e o principal fator para que esse índice ainda não seja menor é o número de pessoas não atendidas por instalações de água potável e saneamento adequado. Há uma relação direta entre mortalidade infantil e falta de condições mínimas de saúde.

De acordo com o Instituto Trata Brasil (2010) o Sistema Único de Saúde (SUS) economizaria quase 745 milhões de reais e o País salvaria em torno de 1200 vidas por ano se toda a população tivesse acesso ao saneamento básico.

O custo da água potável está aumentando, devido à crescente demanda e à decrescente acessibilidade, especialmente devido à escassez das águas subterrâneas. Por essa razão, se faz necessário o tratamento e a utilização de águas residuárias. Dados publicados pelo OPAS (2007) mostram que a América Latina e o Caribe, tratam adequadamente apenas 14 % do total das águas residuárias.

3.2. Tratamento de Esgotos: Processos Biológicos Aeróbios e Anaeróbios

Segundo Chernicharo (2007) alguns requisitos devem ser observados para a escolha de um sistema eficaz de tratamento de esgotos, dentre eles, estão: o baixo custo de implantação e operação, a sustentabilidade do sistema, a simplicidade operacional e de manutenção e a eficiência na remoção de poluentes. Porém, fatores como área onde será implantado o sistema, utilização de mecanização e utilização de mão-de-obra especializada também influem na

escolha do melhor sistema. Baseado nessas informações, dois tipos de processos biológicos para tratar esgotos podem ser escolhidos: o aeróbio e o anaeróbio.

O processo biológico aeróbio tem como principal fator a utilização do oxigênio para a conversão da matéria carbonácea em produtos inertes (CO_2), ocorrendo liberação de energia ao final do processo. Os principais exemplos desse sistema são os filtros biológicos, as lagoas aeradas e o sistema de lodos ativados. Cerca de 40 a 50 % da matéria orgânica que entra no sistema é convertida em CO_2 , e uma porcentagem de lodo que varia entre 50 a 60 % é produzida (CHERNICHARO, 2007).

Já no processo biológico anaeróbio a matéria carbonácea é convertida a uma forma mais oxidada (CO_2) e em outra forma mais reduzida (CH_4). Os sistemas anaeróbios mais utilizados são: os tanques sépticos, as lagoas anaeróbias, os filtros anaeróbios de leito expandido e reatores de manta de lodo (UASB). A diferença entre os dois últimos sistemas citados é que no primeiro os microrganismos crescem aderidos a um meio suporte e no segundo o crescimento da biomassa em suspensão (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). A Tabela 3.1 apresenta as principais vantagens e desvantagens do processo anaeróbio.

Tabela 3.1- Principais vantagens e desvantagens do processo anaeróbio.

Vantagens	Desvantagens
- Menor produção de sólidos	- Baixa remoção de nutrientes
- Baixo consumo de energia	- Baixa remoção de patógenos
- Baixo custo de implantação	- Efluente com aspecto desagradável
- Produção do gás metano	- Necessidade de um pós-tratamento
- Preservação da biomassa sem alimentação do reator por alguns meses	- As bactérias anaeróbias se tornam inibidas na presença de alguns compostos
- Aplicabilidade em pequena e grande escala	- Complexidade bioquímica e microbiológica

Fonte: CHERNICHARO (2007); METCALF e EDDY (2005).

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) necessitando assim obrigatoriamente de um pós-tratamento.

3.3. Reatores Anaeróbios

A utilização de reatores anaeróbios para tratamento de águas residuárias vem crescendo e se consolidando no Brasil devido aos fatores socioeconômicos e ambientais favoráveis (CAVALCANTE, 2007). O clima quente predominante no País, altamente favorável às reações de biodegradação que ocorrem no interior dos reatores, permite a degradação da matéria orgânica de forma mais eficiente (PIMENTA, *et al.*, 2005) devido à menor atividade das bactérias envolvidas em temperaturas inferiores a 20 °C, pois esse tipo de tratamento depende dos microrganismos que agem na ausência de oxigênio, transformando compostos

orgânicos complexos em produtos mais simples como metano, gás carbônico e água (CHERNICHARO, 2007).

Aliado a essas vantagens, os reatores anaeróbios ocupam pequena área, não consomem energia e são bastante simples nos aspectos construtivos, operacionais e de manutenção. Tal avaliação assegura aos filtros anaeróbios uma posição de destaque, não só pela remoção de matéria orgânica e de sólidos em suspensão, mas também permitem satisfatória remoção de ovos de vermes. Sendo deficiente na remoção de bactérias do grupo coliformes (CAVALCANTE, 2008).

O processo anaeróbio, por ser baseado no metabolismo microbiano, é sensível à mudanças repentinas nas condições do meio, por essa razão, alguns fatores ambientais influenciam na atividade microbiana, tais como: temperatura, pH, tempo de detenção hidráulica (TDH) e carga orgânica aplicada.

3.4. Fatores Ambientais que Influenciam a Atividade Microbiana nos Reatores Anaeróbios

3.4.1. 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 & EDDY, 2005), portanto, deve ser mantida na faixa considerada ótima, entre 30 e 35 °C (VAN HAANDEL E LETTINGA, 2008).

Em baixas temperaturas, a atividade das bactérias anaeróbias diminui, prejudicando a qualidade do efluente final em termos de remoção de matéria orgânica. Segundo Song *et al.* (2003) reatores anaeróbios operados a temperatura

de 37 ± 1 °C quando submetidos a quedas bruscas de temperatura, em torno de 20 °C, possuem uma grande instabilidade e um baixo desempenho, ocorrendo à redução da DQO de 78 para 56 %, demorando até 10 dias para que suas atividades voltem ao normal.

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 afetam a qualidade do efluente final. Campello *et al.* (2008) estudou a influência da temperatura na qualidade do efluente final. Quando a variação da temperatura ficou em até 5 °C não houve diferença significativa na qualidade do efluente final, mas quando o reator 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 com redução de aproximadamente 30 % na eficiência de remoção de matéria orgânica.

Conforme Montalvo y Guerrero (2003) há uma relação entre a produção relativa do biogás e a temperatura, essas grandezas são diretamente proporcionais, quanto maior é a temperatura, maior a produção de biogás e vice e versa. SALDES (2008) relata que a produção de biogás também é menor em temperaturas baixas, já que pode ocorrer a supersaturação de metano no líquido devido ao aumento de sua solubilidade.

3.4.2. pH

Segundo CHERNICHARO (2007), o controle do pH deve ser realizado com freqüência para que o reator opere adequadamente visto que as bactérias produtoras de metano são muito sensíveis à mudanças 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, quando a produção de metano é interrompida, normalmente, há a acidificação do reator, ocorrendo falha no processo.

Speece (1996) considera que o reator deve ser operado com pH variando entre 6,5 e 8,2, porém, em determinadas condições é possível um funcionamento satisfatório até o limite mínimo de pH igual a 6,0.

Para Van Haandel e Lettinga (2008) as bactérias produtoras de ácidos têm um crescimento ótimo entre pH 5,0 e 6,0. Aliado a esta idéia, 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 bactérias metanogênicas. Apesar disso, em seus estudos, Taconi *et al.* (2008) concluiu que foram necessários 100 dias para que o sistema se estabilizasse sendo que, durante este período, houve quedas acentuadas de pH e interrupções na produção de metano.

3.4.3. Tempo de Detenção Hidráulica

Segundo Chernicharo (2007), o tempo de detenção hidráulica (TDH) representa o tempo médio de permanência das moléculas do afluente em uma unidade de tratamento. Em reatores anaeróbios, o TDH deve ser suficiente para garantir a permanência e multiplicação dos microrganismos, a fim de que todas as fases da digestão anaeróbia se completem adequadamente. Em reatores anaeróbios sem a presença de material suporte, o TDH deve ser igual ao tempo de residência celular (tempo necessário de multiplicação das bactérias) para garantir que a biomassa não seja arrastada do sistema antes de seu completo crescimento. Portanto, quando há mecanismos de retenção da biomassa, é possível que os reatores operem com TDH mais baixos do que o tempo necessário de reprodução dos microrganismos.

Reatores com retenção de biomassa operando com TDH muito baixos podem ocorrer distúrbios no sistema, principalmente se o baixo TDH estiver associado a uma carga orgânica muito elevada. Estudos realizados por Song *et al.* (2003) demonstram que a eficiência da remoção da DQO foi diretamente proporcional a carga orgânica e ao TDH aplicado ao sistema. Em baixos TDH, verificou-se uma queda brusca na remoção de DQO de 80 para 50 % permitindo concluir que o tempo de contato entre o afluente e a biomassa pode ser limitado por menores tempos de detenção hidráulica.

3.4.4. Carga Orgânica Aplicada

Song *et al.* (2003) demonstrou em seu estudo a relação intrínseca entre baixos valores de TDH, remoção de matéria orgânica através da Demanda Química de Oxigênio (DQO) e a carga orgânica aplicada. Em baixos TDH, que variaram entre 16 e 0,28 dias, observou-se que houve o aumento da carga orgânica de 0,16 para 3,14 kg_{DQO} m⁻³ dia⁻¹.

3.5. Etapas da Digestão Anaeróbia

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

A transformação das macromoléculas orgânicas complexas presentes no esgoto em biogás requer a mediação de vários grupos diferentes de microrganismos delicadamente balanceados, na qual cada espécie tem uma função essencial.

Na digestão anaeróbia os microrganismos convertem a matéria orgânica em gás carbônico, água, gás sulfídrico e amônia além de novas células bacterianas, utilizando-se receptores de elétrons inorgânicos como SO_4^{2-} (redução de enxofre) ou CO_2 (formação de metano). As archeas metanogênicas desempenham duas funções essenciais: produzem um gás insolúvel (metano), possibilitando a remoção do carbono orgânico do ambiente anaeróbio e utilizam 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.

No processo anaeróbio há quatro etapas principais: hidrólise, acidogênese, acetogênese e metanogênese. Os microrganismos responsáveis por todo o processo são: as bactérias fermentativas e as acidogênicas e as archeas metanogênicas. A Figura 3.4 apresenta a seqüência metabólica e os microrganismos presentes na digestão anaeróbia.

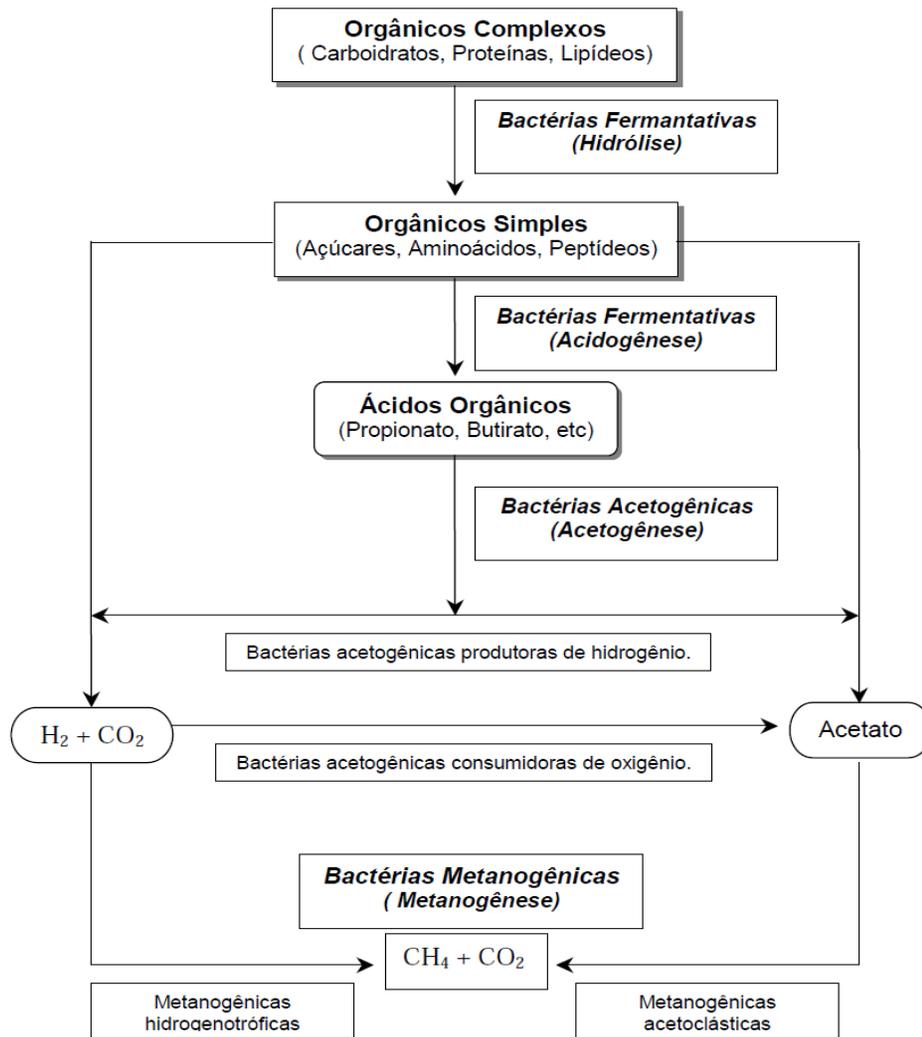


Figura 3.4: Seqüência metabólica e os microrganismos presentes na digestão anaeróbia.

Fonte: CRUZ (2009) citando modificações em CHERNICHARO (2007).

3.5.1. Hidrólise

VAN HAANDEL E LETTINGA (2008) descrevem a etapa da hidrólise da seguinte maneira: 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 (mono e dissacarídeos) e os lipídeos são convertidos em ácidos graxos de cadeia longa de carbono (entre 15 e 17 carbonos) e glicerina. Em muitos casos a velocidade da hidrólise será etapa limitante para todo o processo de tratamento.

3.5.2. 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 tais como: gás carbônico, hidrogênio gasoso, amônia e gás sulfídrico (VAN HAANDEL E LETTINGA, 2008).

3.5.3. Acetogênese

Os produtos da acidogênese são convertidos, pelas bactérias acetogênicas, em acetato, gás carbônico e hidrogênio gasoso, em compostos que serão os substratos utilizados na etapa seguinte, para a produção de gás 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 sulfídrico (VAN HAANDEL E LETTINGA, 2008).

3.5.4. Metanogênese

As archeas metanogênicas podem produzir o metano a partir da redução do ácido acético ou da redução do gás carbônico pelo gás hidrogênio. Quando as archeas utilizam o ácido acético, elas são chamadas de acetotróficas e as que realizam a redução do gás carbônico usando gás hidrogênio são denominadas

hidrogenotróficas. Os compostos orgânicos são convertidos em biogás e essa taxa de conversão é limitada pelas archeas acetotróficas, pois o crescimento das archeas hidrogenotróficas é mais rápido.

3.6. Tratamento de Esgotos para Pequenas Localidades

As tecnologias convencionais de tratamento de esgotos podem ser inadequadas para algumas localidades, visto o alto custo do projeto, dificuldades com a construção, a falta de suprimentos de energia e mão de obra capacitada para operar os equipamentos estão acima da possibilidade econômica da comunidade beneficiada (BAHGAT *et al.*, 1999).

Visto essa dificuldade técnica-financeira, os sistemas alternativos ao tratamento de esgoto convencional devem ser vistos como a solução para comunidades que não possuem um fácil acesso a um sistema de tratamento de esgotos.

O tratamento de esgotos para pequenas localidades se baseia no gerenciamento da água residuária nas proximidades do próprio ponto de origem, tornando-se viável para pequenas localidades, casas individuais, condomínios, comunidades isoladas, indústrias ou no pequeno comércio onde o gasto para conexão com uma rede pública de esgoto seria alto. Os sistemas simplificados de processamento dos esgotos apresentam baixo custo, sendo uma opção adequada para contribuir com a obtenção de saúde pública em áreas de menor densidade populacional.

Estes sistemas requerem uma pequena área territorial, uma simplicidade de operação e manutenção e devem ser operados sem a supervisão de mão de obra qualificada e monitorados poucas vezes ao ano, além de possuir uma adequação ambiental e um visual agradável (RODGERS *et al.*, 2005).

Aliado a idéia da aplicação de um sistema de tratamento de esgotos para pequenas localidades e a aplicação do efluente tratado para fins agrícolas, sistemas anaeróbios capazes de produzirem uma quantidade de efluente satisfatória para a irrigação de uma determinada cultura são necessários, e por isso, filtros anaeróbios de leito fixo e com altas taxas de aplicação são viáveis para atender a essa demanda.

3.6.1. Processos Anaeróbios de Altas Taxas

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. Por essa razão, foram desenvolvidos os processos anaeróbios de altas taxas, a fim de se obter melhores resultados na retenção de grandes quantidades de biomassa, de elevada atividade, mesmo com a aplicação de baixos tempos de detenção hidráulica (CHERNICHARO, 2007).

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).

3.6.2. Filtros Anaeróbios

De acordo com Von Sperling (1996) o filtro anaeróbio caracteriza-se pela presença de um material suporte estacionário e inerte no qual a biomassa adere-se ou fica retida nos interstícios, formando um biofilme que degrada o substrato contido no fluxo de esgoto. Este tipo de reator é operado por meio de fluxo vertical

ascendente ou descendente. No primeiro caso o líquido é introduzido pela base e flui no meio suporte, saindo na região superior (Figura 3.5).

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).

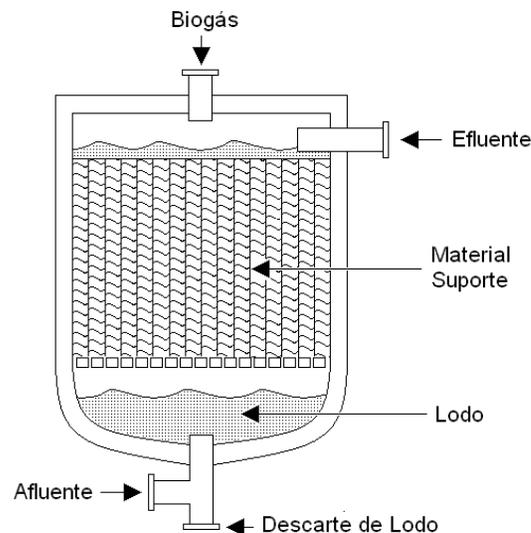


Figura 3.5: Filtro anaeróbico de fluxo ascendente

Fonte: Retirado de TONETTI (2008)

O material suporte deve ter uma estrutura resistente, ser biológica e quimicamente inerte, ter leveza, grande área específica, porosidade elevada, possibilitar a colonização acelerada dos microrganismos, grande disponibilidade e custo reduzido. Diversos tipos de materiais, dentre eles: anéis plásticos, pedra britada, cilindros ou esferas perfuradas (PINTO, 1996 e SPEECE, 1996) blocos cerâmicos, concha de ostras e de mexilhões, caroço de pêssigo, anéis plásticos, cilindros vazados, granito, polietileno, escória de alto forno (CAMPOS, 1999)

podem ser usados, ou também materiais alternativos como: cavacos de bambu (CAMARGO, 2000; TONETTI, 2008) ou cascas de coco verde (CRUZ, 2009) são alternativas viáveis em determinadas regiões.

Visto que o custo material de enchimento dos filtros anaeróbios pode ser da mesma ordem de grandeza do custo da construção do reator, o uso de materiais alternativos possibilita a minimização dos impactos ambientais provocados pela destinação inadequada de alguns resíduos e promove 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.

Segundo Chernicharo (2007), no tratamento de efluentes diluídos, como é o caso dos esgotos domésticos, a remoção de matéria orgânica ocorre principalmente na parte inferior do filtro anaeróbio, ou seja, no fundo falso e no início da camada do meio suporte, o que conduz a utilização de alturas mais reduzidas para o reator. De acordo com a NBR 13969 (1997) que aconselha que a altura do leito filtrante, incluindo o fundo falso, deve restringir-se a 1,20 m, sendo que este fundo falso deve ser limitado a 0,60 m. O diâmetro mínimo do filtro anaeróbio precisa ser de 1,95 m no tratamento de efluentes de tanques sépticos.

Por essa razão, 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. Tendo em vista a melhora na remoção de matéria orgânica e a retenção dos sólidos biológicos, há uma quantidade mínima de material suporte que deve ser empregado e, segundo Young *et al.*, (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.

Ainda segundo Young (1991), dentre os parâmetros analisados o tempo de detenção hidráulica foi o que mais interferiu na eficiência da remoção de DQO do sistema. Por sua vez, para Hobson e Wheatley (1993) o grau de mistura tem uma

influência significativa no tempo de detenção hidráulica, pois quanto maior a mistura, menor será a quantidade de curtos circuitos e espaços mortos. Estes autores salientam que a velocidade de ascensão do líquido e a produção de gás são importantes fatores que afetam este parâmetro, além de uma uniforme distribuição do afluente.

Segundo Chernicharo (2007), além do tempo de detenção hidráulica a velocidade superficial também interfere no tratamento. Ela deve ser mantida abaixo do limite para o qual se verifique pronunciada perda de sólidos no efluente, sendo que em reatores em escala plena é geralmente da ordem de 2 m h^{-1} .

3.6.3. Filtros Anaeróbios com Materiais Suporte não Convencionais Estudados no campus da Unicamp

Um dos maiores problemas enfrentados na adoção de um material suporte para preencher o filtro anaeróbio refere-se ao seu custo, que muitas vezes, pode ser da mesma ordem da própria construção do reator (VAN HAANDEL e LETTINGA, 2008). Deste modo, alguns pesquisadores da UNICAMP, vêm desenvolvendo estudos com materiais suporte alternativos e viáveis a comunidades carentes e/ou pequenas localidades que possuem fácil acesso ao material estudado. Dentre os materiais estudados estão os anéis de bambu (COSTA COUTO, 1993; CAMARGO, 2000; TONETTI, 2004 e TONETTI, 2008) e as cascas de coco verde (CRUZ, 2009).

3.6.3.1. Filtro Anaeróbio com Recheio de Bambu

Pesquisadores da UNICAMP supracitados constataram que os anéis de bambu são leves e facilmente encontrados em muitas regiões brasileiras, permitindo que filtros anaeróbios tendo este material como recheio possuíssem

um baixo custo de implantação, e serem totalmente inerte. Por essa razão, algumas pesquisas foram desenvolvidas com o intuito de constatar este fato e difundir a idéia do emprego de materiais suporte alternativos (COSTA COUTO, 1993).

Camargo (2000) construiu e operou quatro filtros anaeróbios que continham o bambu em seu interior, operando com TDH de 9 horas e obteve, após 300 dias de operação, uma remoção média de DQO e DBO superior a 75 %. Em relação aos sólidos suspensos, a remoção esteve próxima de 80 %. Em relação aos nutrientes, verificou-se que a remoção de fósforo foi baixa e somente uma parcela da concentração de nitrogênio orgânico foi transformada em amônia. A pesquisadora, em todo o seu período experimental, não realizou descarte de excesso de lodo.

Além desses resultados constatados pela autora, outro item estudado, foi a variação dos tempos de detenção hidráulica (TDH) dos reatores anaeróbios que variaram entre 12 e 3 horas. Foi verificado que quanto menor for o TDH, menor foi a eficiência de remoção de matéria orgânica. Este trabalho deu suporte aos demais estudos realizados posteriormente por outros autores.

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

Em outro estudo, Tonetti (2008) trabalhou com os mesmos reatores, que foram alocados para o campus de Campinas da Unicamp e verificou que a remoção da matéria orgânica em termos de DBO ficou em torno de 68 % e de DQO e COT foi de 82 e 76 %, respectivamente, quando o TDH empregado foi de 9 horas. O foco deste trabalho, em especial, era estudar a eficiência destes

reatores na desnitrificação, portanto, o papel dos reatores anaeróbios era apenas o polimento do efluente para as etapas posteriores.

3.6.3.2. Filtro Anaeróbio com Recheio de Coco Verde

Cruz (2009) empregou cascas de coco verde (*Cocos nucifera*) como alternativa de enchimento para os reatores de baixo custo, pois esta 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.

Neste trabalho, foi avaliado desde a partida de dois filtros anaeróbios preenchidos com cascas de coco verde (*Cocos nucifera*) até diferentes tempos de detenção hidráulica aplicados (12 até 3 horas). 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. Com relação à remoção de compostos nitrogenados e de fósforo, foi verificada a necessidade de um pós-tratamento para ser obtida uma melhor qualidade nestes parâmetros.

3.7. Pós - Tratamento

Apesar das vantagens apresentadas pelos reatores anaeróbios, tais como: o baixo consumo de energia, baixa produção de lodo e a simplicidade de construção, operação e manutenção do sistema, sua eficiência em remover nutrientes e patógenos e sua limitação na remoção de matéria orgânica, o obriga a incluir um pós-tratamento para a adequação do efluente às normas estabelecidas

pela CONAMA 357/05 para padrões de lançamento em corpos receptores e/ou ao seu reúso.

Deste modo, os reatores anaeróbios são considerados uma das etapas para o tratamento de efluentes sanitários, principalmente no que diz respeito a remoção de matéria orgânica e sólidos em suspensão, isto é, para que o efluente tenha uma melhor qualidade para a próxima etapa do processo de tratamento (CHERNICHARO, 2007).

Sanches *et al.* (2000) avalia a combinação de um reator anaeróbio com um pós-tratamento aeróbio como sendo uma alternativa inovadora na qual a maior redução da matéria orgânica ocorreria no processo anaeróbio e a porção remanescente seria removida aerobiamente. Esse sistema combinado torna a eficiência global similar à que seria alcançada se o processo de pós-tratamento fosse aplicado ao esgoto bruto, porém, requisitos como: área, volume e energia e a produção do lodo são fatores limitantes ao processo (SANTOS *et al.*, 2006).

Segundo Cohin, *et al.* (2008) a escolha do pós-tratamento deve ser realizada observando-se as condições climáticas e socioeconômicas da região a ser instalada o sistema. É conveniente que a tecnologia empregada seja limpa, sustentável e demandante de reduzidos investimentos financeiro para sua instalação e manutenção. Também é essencial que após o tratamento, ocorra o fechamento do ciclo de nutrientes para a geração de um efluente final capaz de ser reutilizado, diminuindo a demanda de água potável (VALENZUELA, 2008 e HAMODA, 2004).

Levando-se em consideração as informações apresentadas, a tecnologia apropriada para aliar um pós-tratamento eficiente, de fácil instalação e operação, os filtros de areia, são os mais aplicáveis, visto que, podem ser implantados em uma pequena área, não necessitam de mão de obra especializada e a frequência

de manutenção é mínima, ou seja, ideal para o pós-tratamento de efluentes em pequenas localidades.

3.7.1. Pós-Tratamento por Filtros de Areia

O filtro de areia é um método de tratamento bastante antigo, inicialmente adotado na remoção de turbidez para potabilização da água. A partir do século XIX, na Europa e nos Estados Unidos, passou a ser aproveitado na depuração de efluentes domésticos. No decorrer da história, apesar de seu emprego no processamento de esgotos, com variação de composição e de quantidade aplicada, a eficiência dos filtros de areia mostrou-se freqüentemente alta e comparável aos sistemas mais complexos (HAMODA *et al.*, 2004).

Apesar de suas vantagens comprovadas, no Brasil seu uso ainda é limitado, mas para aumentar a difusão da técnica foi criada uma norma específica para o pós-tratamento de efluente do tanque séptico, que é a NBR 13969 (1997). Nela recomenda-se a combinação deste reator com os seguintes métodos: filtro anaeróbio, filtro aeróbio, vala de filtração, filtro de areia, lodo ativado, sumidouro, vala de infiltração e desinfecção. Neste trabalho será discutida de forma detalhada somente a adoção do filtro de areia como alternativa no pós-tratamento de efluentes.

Enfim, os filtros de areia têm grande potencial para atender as pequenas comunidades e populações isoladas, onde, na maioria das vezes, os moradores possuem pouco conhecimento técnico.

3.7.2. Aplicação

Os filtros de areia podem ser utilizados como pós-tratamento de efluentes sanitários 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 norma que regulamenta o dimensionamento dos filtros de areia, a NBR 13969(1997), o recomenda como forma de pós-tratamento de efluentes, quando:

- O lençol freático estiver próximo da superfície do terreno;
- O solo ou o clima local não permite o emprego do sumidouro, da vala de infiltração ou, quando, a instalação destes sistemas exigem uma extensa área indisponível;
- A legislação da qualidade das águas dos corpos receptores impõe uma alta remoção de poluentes do efluente gerado no tanque séptico ou no filtro anaeróbio;
- Por diversos motivos, for considerado vantajoso o aproveitamento do efluente tratado, adotando-se o filtro de areia como uma unidade de polimento.

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

3.7.3. Funcionamento

O funcionamento deste reator baseia-se na aplicação intermitente de afluente sobre a superfície de um leito de areia por meio de uma tubulação de distribuição (MENORET *et al.*, 2002). A filtração pela areia é um mecanismo físico, onde as partículas, maiores do que os poros, são retidas pelo leito, influenciando principalmente na remoção de sólidos em suspensão (PROCHASKA e ZOUBOULIS, 2003).

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 reduzir 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).

Segundo Prochaska e Zouboulis (2003) 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.

Para Jordão e Pessoa (2005) este tipo de sistema é incorretamente chamado de filtro, visto que o seu funcionamento não possui como mecanismo primordial a filtragem, pois a população microbiana presente no leito de areia é similar àquela encontrada em sistemas de lodos ativados. Por essa razão, Kristiansen (1981*b*) denomina filtro vivo o conjunto do leito de areia com os microrganismos.

3.7.4. Biofilme nos Filtros de Areia e a Colmatação Biológica

Após o início da operação de um filtro de areia forma-se uma fina camada de bactérias na superfície dos grãos do leito, aglutinada pela ação dos

biopolímeros. Estes microrganismos compõem uma cadeia de solidariedade onde cada indivíduo sintetiza e excreta compostos que acabam utilizados por bactérias vizinhas (METCALF & EDDY, 2005), portanto, essa fina camada de bactéria somente é formada quando há estabilidade nas concentrações dos compostos nitrogenados.

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

As bactérias são os elementos básicos desta ecologia devido a sua grande importância na decomposição de carboidratos e compostos orgânicos nitrogenados. Outros microrganismos presentes no leito de areia são os protozoários, que são seres unicelulares consumidores de matéria orgânica dissolvida (CALAWAY, 1957). Porém os protozoários não são muito efetivos no controle do biofilme, passando a ter importância os metazoários. Caso não houvesse a ação deste grupo de seres vivos poderia haver o acúmulo de bactérias que causaria a colmatação do filtro (CALAWAY, 1957).

Segundo Siegrist (1987), a colmatação do leito de areia é sempre problemática, pois quando esta ocorre na parte superior do filtro, aumenta o tempo de detenção hidráulica e reduz a área efetiva disponível para a filtração. Entre as possíveis causas da colmatação estão o acúmulo excessivo de microrganismos na superfície, o tipo do meio filtrante e taxa de matéria orgânica, sólidos suspensos e nutrientes aplicados nos filtros de areia (HEALY *et al.*, 2007).

A aplicação intermitente de efluente sob o leito dos filtros de areia permite um período de descanso ao mesmo, aumentando o período de vida útil do sistema. Esse fato é importante, 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 mesmo (SANTOS *et al.*, 2006).

3.7.5. Fatores que Influenciam o Tratamento

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

3.7.5.1. 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.

3.7.5.1.1. Temperatura

A temperatura é um dos parâmetros mais relevantes no tratamento de efluentes passando através dos leitos de areia, pois, esta influencia diretamente no metabolismo das bactérias responsáveis pela degradação dos compostos afluentes, em especial das bactérias nitrificantes, que realizam a nitrificação. O crescimento das bactérias é diretamente proporcional à temperatura, isto é, se a

temperatura diminuir, seu crescimento será 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 (que corresponde a metade da temperatura ideal), sua 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 no leito de areia (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. No Egito, a temperatura oscila entre 20 e 32 °C os filtros de areia entraram em equilíbrio em 52 dias, já na Suécia, país frio cuja temperatura varia entre 13 e 14 °C, os microrganismos, responsáveis pela nitrificação, necessitaram de 95 dias (PELL e NYBERG, 1989b). 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).

3.7.5.1.2. Aeração

A concentração de oxigênio dissolvido (OD) é outro parâmetro que indica a eficiência do desempenho dos filtros de areia, visto que as bactérias nitrificantes são aeróbias estritas, 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.

Segundo Pell e Nyberg (1989b) a boa aeração influencia também na transformação completa da amônia em nitrato devido ao surgimento de uma

grande população de bactérias nitrificantes. Esse fator pode ocasionar num rápido entupimento do leito de areia e conseqüentemente na interrupção da nitrificação (USEPA,1980).

Para Gerardi (2002), o aumento do tempo de nitrificação influencia diretamente a sua taxa e não a concentração de oxigênio dissolvido, como era de se esperar, 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. Com relação a decomposição de matéria orgânica, os filtros com altas concentrações de oxigênio dissolvido em seu interior foram capazes de remover cerca de 90 % da DQO (PELL e NYBERG, 1989a).

Agora se os filtros forem intermitentes, seu desempenho será mais conveniente para atender a manutenção do suprimento de O₂ para as bactérias já que sua operação altera entre a dosagem do afluente e o descanso, fazendo com que nesse período de descanso o estoque de oxigênio nos espaços vazios do leito seja sempre renovado pelos mecanismos de difusão molecular (SANTOS *et al.*, 2006; DULTRA *et al.*, 2007).

3.7.5.2. Aspectos Construtivos

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

3.7.5.2.1. Diâmetro Efetivo (D₁₀)

De acordo com a NBR 6502 (1995) diâmetro efetivo é a abertura da peneira que permite a passagem acumulada de 10 % da amostra considerada, ou seja, é

o tamanho dos grãos abaixo do qual ficam 10 % da massa total da amostra. 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.

O diâmetro efetivo afeta a taxa de infiltração do afluente no leito e a profundidade de penetração da matéria sólida insolúvel (AUSLAND *et al.*, 2002). 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 à 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).

De acordo com a Usepa (1980) o uso da areia mais fina, torna necessário que a quantidade de afluente a ser aplicado seja menor e, por conseqüência, o entupimento pode ocorrer mais facilmente, entretanto, é possível a efetiva nitrificação e a remoção de matéria orgânica. 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 (KANG, 2004).

Alguns estudos confirmam a relação entre o diâmetro efetivo e a nitrificação. Ao analisar a areia com menor diâmetro efetivo (entre 0,10 a 0,25 mm) houve a transformação total da amônia em nitrato, mas com o uso da areia classificada como média (0,25 a 0,50 mm) a nitrificação alcançou apenas 1/3 da eficiência da anterior (VRIES, 1972).

Outro estudo proposto por Cohim e Kiperstok (2008) onde apenas o D_{10} foi variado, houve a conservação das outras características construtivas como profundidade, freqüência de dosagem e carga hidráulica. Desta maneira foi evidenciado que, quando preenchidos com material de diâmetro efetivo menor, os

filtros não apresentavam picos de vazão e que esta se tornava constante, não ocorrendo o período de repouso necessário para que o biofilme entrasse em equilíbrio novamente. Portanto, apesar da completa nitrificação, é preciso considerar que um menor Diâmetro Efetivo pode diminuir o fenômeno da intermitência em filtros de areia.

3.7.5.2.2. 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. Geralmente, 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 reduz a passagem do afluente causando um possível entupimento no meio filtrante (HEALY *et al.*, 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.

3.7.5.2.3. Profundidade da Camada de Areia

No Brasil, a NBR 13969 (1997) especifica unicamente 0,70 m como a única profundidade do leito de areia a ser utilizada, informação que é questionável visto que o país tem grande extensão territorial e diversidade climática. Porém, para a USEPA (1999), a espessura dos leitos de areia deve variar entre 0,45 e 0,91 m, ainda que, segundo esta mesma norma, a purificação do afluente ocorra, principalmente, até 0,30 m abaixo da superfície.

Ainda de acordo com a USEPA (1999) a utilização de camadas rasas de areia mantêm o baixo custo do projeto, mas em profundidades maiores há uma garantia do efluente com qualidade. Portanto, há de se pensar na relação custo X benefício do projeto.

Rodgers *et al.* (2005) estudaram dois filtros de areia de 0,3 m de diâmetro e profundidades de 0,425 e 0,9 m do leito. Foi verificado que, ao se aplicar uma pequena taxa de aplicação (em torno de $20 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$) aconteceu uma completa nitrificação e uma remoção de DBO e de sólidos em suspensão superior a 92 % em ambos os filtros. Isso significa que não há diferença significativa na remoção da matéria orgânica e na nitrificação, a profundidade do leito. 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 0,425 m.

Pell e Nyberg (1989a) demonstraram a partir de seus estudos que a nitrificação aconteceu rapidamente e a poucos centímetros da superfície do leito, visto que abaixo de 15 cm não foram encontradas mudanças significativas nas concentrações dos compostos nitrogenados. Em experimento similar conduzido por Ellis (1987) constatou-se que 50 % da nitrificação e remoção dos sólidos ocorriam igualmente na camada superficial. No entanto, a degradação da matéria orgânica processou-se em toda a profundidade do leito correspondente a 90 cm. Houve a diminuição na concentração de coliformes principalmente na superfície, mas não foi desprezível no decorrer do filtro.

Bahgat *et al.* (1999) também demonstraram a importância da camada superficial dos filtros de areia, ao examinar que o tempo gasto para as bactérias nitrificantes atingirem o equilíbrio de suas atividades nas proximidades da superfície era semelhante ao despendido por todo o sistema até a estabilização.

Tonetti *et al.* (2005) estudando filtros de areia com profundidades de leito de 0,75 m e 1,00 m, encontraram que mesmo quando se aplicavam 300 L m^{-2}

distribuídos em três disposições de 100 L m^{-2} ao longo do dia, havia a geração de um efluente com valores de DBO sempre inferiores a 50 mg L^{-1} .

3.7.5.3. 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.

3.7.5.3.1. Taxa de Aplicação

Segundo a NBR 13969 (1997) ao utilizar-se o filtro de areia como pós-tratamento de efluente do tanque séptico, a taxa máxima de aplicação deve ser de $100 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ 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 $10 \text{ }^{\circ}\text{C}$, os limites sejam respectivamente de 50 e $100 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$.

Em contrapartida, nos Estados Unidos da América as taxas de aplicação recomendadas são superiores às da norma brasileira, variando entre 80 e $200 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ quando a alimentação provém do tanque séptico e de 200 a $400 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$, se o afluente do leito de areia for aeróbio.

Em pesquisa desenvolvida na Unicamp, Tonetti (2008) avaliou a aplicação de taxas superiores ao que a NBR 13969 (1997) sugere para efluentes anaeróbios nos leitos de areia (50, 100, 150 e $200 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$) e concluiu que, todos os filtros de areia com 0,75 m de espessura, foram capazes de remover em torno de 80 % da matéria orgânica, gerando um efluente de acordo com limites estipulados pela legislação brasileira vigente para o lançamento em corpos hídricos.

3.7.5.3.2. Distribuição do Afluente

Outro aspecto de extrema importância para os filtros de areia é a forma mais adequada de disposição do afluente sob o leito. 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.

Tonetti (2008) evitou a formação de curto circuitos adaptando em seu trabalho uma placa quadrada de madeira de 0,20 m de comprimento a fim de obter com a colisão do efluente com a placa uma quantidade de gotículas espalhadas uniformemente sobre o leito.

3.7.5.3.3. Período de Repouso

Para Dultra *et al.*(2005) as vantagens do emprego de filtros intermitentes são enormes, tais como: não geram odores, não geram aerossóis, tem baixo custo operacional, não requerem mão de obra especializada, sua manutenção é simples e econômica e praticamente não geram lodo e por essa razão há a necessidade da intermitência do sistema.

Segundo a USEPA (1980) o permanente suprimento de ar para as bactérias nos filtros de areia devem funcionar com uma alternância de dosagem e descanso, para se criar 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.

Metcalf e Eddy (2005) e Menoret *et al.* (2002) acrescentam que a intermitência também permite o equilíbrio do desenvolvimento bacteriano devido ao processo regulador da massa biológica pela respiração endógena. Esse controle ajuda ainda na preservação das condições de infiltração do leito.

3.7.5.3.4. Freqüência de Descarga

O estudo desenvolvido por Boller *et al.* (1993) comprova a influência da freqüência de descarga sob o leito de areia e a qualidade do efluente final. Nesta pesquisa foi demonstrado que os filtros de areia que recebiam dosagens diárias de efluente do tanque séptico apresentaram melhor desempenho quando eram realizadas quatro aplicações de 10 L m⁻² diariamente, ao invés de apenas uma única taxa de 40 L m⁻² ou até duas aplicações de 20 L m⁻². Também se verificou que a nitrificação era mais efetiva quando maior número de aplicações era realizado.

Cohim *et al.* (2008) também discutem a variação da freqüência de aplicação sob o leito de areia, e a partir de seus estudos concluiu que no caso da menor freqüência de aplicação, formou-se um pico de vazão seguido de longo período de baixíssima vazão significando fluxo com curto período e de elevada velocidade,

portanto, pode-se concluir que o fracionamento da carga hidráulica pelo aumento da frequência de aplicação torna o filtro de areia mais eficiente.

3.7.5.3.5. Processo de Entupimento

Existem três tipos de entupimento em um leito de areia: o químico, o físico e o biológico. No entupimento químico há a interação dos sais presentes no afluente com os compostos químicos do solo. Quando acontece o bloqueio dos poros pelos sólidos suspensos, caracteriza-se o entupimento físico. O biológico é resultante do crescimento microbiano ou de seus subprodutos. Em todos estes casos, diminui-se o tamanho dos poros levando a perda de permeabilidade e capacidade hidráulica do leito, além da formação de condições anaeróbias abaixo desta camada, onde somente os microrganismos que suportam tal metabolismo poderiam realizar o tratamento (KRISTIANSEN, 1981 *a*).

Para o mesmo autor, utilizando-se colunas de areia, notou-se que a perda de infiltração incidia principalmente nos primeiros 2 cm do solo, resultante dos sólidos e da atividade biológica, enquanto que o restante do leito permaneceu praticamente inalterado. Para Rodgers *et al.* (2005) a formação de biomassa na camada superficial aumenta o tempo de retenção e reduz a área efetiva para o fluxo de líquido, além de alterar a capacidade hidráulica e a taxa de infiltração.

Rice (1974) *apud* Tonetti (2008) observou a partir de seu experimento que 80 % da estrutura de um filtro de areia não sofreu alteração mesmo após três anos de atividade. Quando havia alta concentração de sólidos, o entupimento ocorria rapidamente, sendo essencialmente físico, no entanto se os mesmos fossem removidos era possível um tempo de aplicação mais longo e, ao advir a obstrução do leito, sua natureza era biológica.

3.7.6. Nutrientes

O nitrogênio e o fósforo são os nutrientes essenciais para todos os processos biológicos e os mais importante do esgoto (VAN HAANDEL e LETTINGA, 2008). A baixa velocidade de crescimento dos microrganismos anaeróbios, comparados aos aeróbios, resulta em menor requerimento nutricional. Em geral admite-se que a relação DQO/N/P de 500/5/1 é suficiente para atender as necessidades de macronutrientes dos microrganismos anaeróbios (TONETTI, 2008).

A aplicação de nutrientes na agricultura provenientes dos esgotos reduz, ou mesmo elimina, a necessidade do emprego de fertilizantes. Além dos nutrientes, a aplicação de esgotos proporciona a adição de matéria orgânica, que age como um condicionador do solo, aumentando a sua capacidade de reter água (HESPANHOL, 2001). Porém, a presença de sais dissolvidos deve ser vista com atenção, já que tais características podem gerar um efluente salino e, impróprio para a irrigação (FOLEGATTI, 1999) e isso pode acarretar em mudanças nas propriedades químicas e físicas do solo (causando inchamento, impermeabilização e dispersão de argilas) (HAMILTON *et al.*, 2005).

3.7.6.1. Fósforo

Segundo Von Sperling (1996) o fósforo na água apresenta-se principalmente nas formas de ortofosfato, polifosfato e fósforo orgânico. Os ortofosfatos são diretamente disponíveis para o metabolismo biológico sem necessidade de conversões a formas mais simples. As formas em que os ortofosfatos se apresentam na água dependem do pH, sendo a mais comum na faixa de pH o HPO_4^{2-} . Os polifosfatos são moléculas mais complexas com dois ou mais átomos de fósforo. O fósforo orgânico é normalmente de menor importância. Sua presença não ocasiona problemas de ordem sanitária nas águas de

abastecimento, é nutriente essencial para o crescimento dos microrganismos responsáveis pela estabilização da matéria orgânica, mas em excesso causa uma eutrofização de lagos e rios.

3.7.6.2. Nitrogênio

Os principais compostos nitrogenados presentes no esgoto são a amônia, os íons nitrito e nitrato. Sua presença, em excesso, pode causar sérios impactos ambientais e/ou poluir os corpos hídricos se forem lançados sem os devidos cuidados. Segundo Von Sperling (1997) os maiores problemas enfrentados pela alta concentração destes compostos são:

- Queda da concentração de oxigênio dissolvido nos corpos receptores através do consumo destes pelas bactérias nitrificantes;
- Eutrofização de lagos e rios;
- Toxicidade principalmente aos animais de vida aquática;
- Metaemoglobina ou doença dos bebês azuis, doença esta associada a ingestão de águas contaminadas por nitrato. Este é convertido a nitrito no sistema digestivo que por sua vez combina-se com a hemoglobina e resulta na queda do O₂ 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 que se refere ao esgoto doméstico, o principal íon encontrado é o amônio o qual se origina da degradação de aminoácidos e proteínas. 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.

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) este último processo não sendo útil quando se pretende um fim agrícola para o efluente (HAMODA, 2004).

3.7.6.2.1. 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 (gênero *Nitrossomonas* e *Nitrobacter*) as quais, ao oxidarem os compostos, obtêm a energia necessária ao seu metabolismo.

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).

Segundo Gerardi (2002) a velocidade de conversão do nitrogênio amoniacal é mais lenta do que a velocidade de oxidação do nitrito a nitrato o que, por consequência, diminui a concentração de nitrito no efluente final. Portanto, para que seja considerada completa a nitrificação, a concentração de íons amônio e nitrito devem ser menores do que 1mg L^{-1} e a de nitrato a maior possível.

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 temperatura, o pH, a alcalinidade e a concentração de oxigênio dissolvido.

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 (METCALF e EDDY, 2005).

Ainda segundo Metcalf e Eddy (2005) grandezas como pH, alcalinidade e nitrificação estão diretamente relacionadas. A alcalinidade, por exemplo, é consumida durante o processo de 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 o processo de nitrificação. Portanto, é necessário que exista valor de alcalinidade ideal no reator para que o pH permaneça estável e que o processo de nitrificação não seja afetado, caso contrário, seria necessário adicionar um composto alcalino para aumentar a alcalinidade.

Em estudos realizados por Piluk e Byers (2001) é aconselhável que a alcalinidade seja mantida acima de $40 \text{ mg}_{\text{CaCO}_3} \text{ L}^{-1}$. 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.

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 mg L^{-1} e que ao aumentar a concentração de OD, a taxa de nitrificação também aumenta.

3.8. Desinfecção

A desinfecção de esgotos sanitários não visa à eliminação total de microrganismos (esterilização), conforme ocorre na medicina e na indústria de alimentos (Jordão, 2005). Desinfetar esgotos é uma prática que busca inativar seletivamente espécies de organismos presentes no esgoto sanitário, em especial aquelas que ameaçam a saúde humana, em consonância com os padrões de qualidade estabelecidos para diferentes situações (GONÇALVES, 2003).

A desinfecção dos esgotos deve ser considerada quando se pretende reduzir os riscos de transmissão de doenças infecciosas, principalmente quando o contato humano, direto ou indireto, com as águas contaminadas, é provável que ocorra (CHERNICHARO, 2001).

A escolha de um sistema de desinfecção deve levar em consideração as características físico-químicas do esgoto, concentração de organismos patogênicos, efetividade do desinfetante, volume a ser tratado, nível de tratamento anterior à desinfecção, formação de subprodutos indesejáveis, segurança ocupacional, persistência de residual, entre outros.

3.8.1. Hipocloritos

O hipoclorito de cálcio e o hipoclorito de sódio são principalmente os mais usados, pois podem ser empregados em pequenas comunidades, piscinas, poços, navios, barcos, hotéis, camping, entre outros (DANIEL, 2001). A quantidade relativa de cloro presente nessas fontes alternativas de cloro é expressa em termos de “cloro disponível” (GONÇALVES, 2003).

Comercialmente, o hipoclorito de cálcio $\text{Ca}(\text{OCl})_2$ é encontrado na forma sólida, em diversas marcas, sendo relativamente estável na forma seca (perda aproximada de concentração igual a 0,013 % por dia) (GONÇALVES, 2003).

3.8.2. Ação Desinfetante do Cloro

De acordo com Zarpelon e Rodrigues (2001) quando se adiciona cloro na água ocorre a formação de ácido hipocloroso (HOCl) e ácido clorídrico (HCl), resultando na seguinte reação (Equação 3.1):



Para valores de pH acima de 4,0 o equilíbrio se desloca para a direita e a quantidade de Cl_2 que existe em solução é pequena. O ácido hipocloroso sofre ionização praticamente instantânea, formando íon hidrogênio (H^+) e íon hipoclorito (OCl^-), sendo que o grau de ionização depende do pH e da temperatura (Equação 3.2):

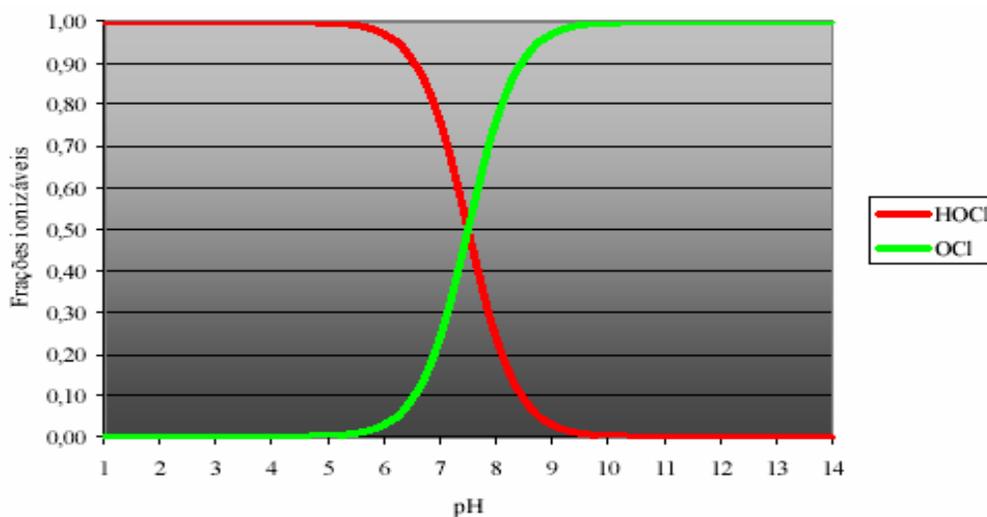
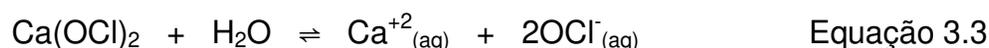


Figura 3.6: Aspectos químicos do cloro em meio aquoso
Fonte: Modificado de CETESB (1994)

Na figura 3.6 observa-se os aspectos químicos do cloro em meio aquoso, suas espécies e o pH. Vê-se que o ponto de inflexão acontece em pH 7,5 onde se pode concluir que para valores de pH inferiores a 6,0 predomina o ácido hipocloroso, porém, à medida que a temperatura e o pH se elevam aumenta o grau de ionização do ácido e, conseqüentemente, a concentração do íon hipoclorito. Para valores de pH maiores de 9,6 e a temperatura de 20 °C, praticamente todo ácido hipocloroso sofreu ionização. O ácido hipocloroso e o íon hipoclorito são denominados cloro livre.

O hipoclorito de cálcio $\text{Ca}(\text{OCl})_2$ também produz íon hipoclorito, o qual estabelecerá um equilíbrio com o íon hidrogênio (Equação 3.3) da mesma forma que a equação 3.5.



Na temperatura ambiente, o tempo de reação é de décimos de segundo formando as espécies de ácido hipocloroso (HOCl) e hipoclorito (OCl^-). A ação desinfetante e oxidante do cloro é controlada pelo ácido hipocloroso, um ácido fraco. Em solução aquosa e valores de pH inferiores a 6,0 o equilíbrio é deslocado para a formação do ácido hipocloroso, sendo predominante à forma não-dissociada (HOCl). A forma ClO^- predomina em pH 10. As águas de abastecimento, em geral, apresentam valores de pH entre 5 e 10, quando as formas presentes são o ácido hipocloroso (HOCl) e o íon hipoclorito (OCl^-).

3.8.3. Ação Oxidante do Cloro

Ainda de acordo com Macedo (2001) e Zarpelon (2001), o cloro não só é um grande desinfetante eficaz, mas é empregado no tratamento da água também para outros fins como: oxidação de ferro e manganês, remoção de H_2S , controle de odor, cor, sabor, remoção de algas, entre outros.

3.8.4. Reações de formação das cloraminas

Quando o cloro entra em contato com substâncias dissolvidas, presente nos esgotos ocorre uma série de reações de dissipação, que resulta na perda de desinfetante ou em mudança em sua forma para uma espécie menos ativa. Dentre essas reações, destacam-se as que ocorrem com alguns compostos de nitrogênio e que resultam na formação das cloraminas. A monocloramina (NH_2Cl) e a dicloramina (NHCl_2), denominadas cloro combinado, tem poder desinfetante, apesar deste ser inferior aos dos produtos resultantes da dissociação de qualquer forma de cloro na água, conhecidos com cloro livre (HOCl e OCl^-)(GONÇALVES, 2003).

Quando a amônia está presente na água ocorre à reação com o cloro para formar as cloraminas:



Cada um desses três compostos, monocloramina (NH_2Cl), dicloramina (NHCl_2) e tricloramina (NCl_3), contribuem para o residual de cloro combinado. Essas reações químicas proporcionam o fenômeno do “breakpoint”, quando águas contendo amônia são cloradas. (Figura 3.7). Em águas contendo nitrogênios orgânico e amoniacal, o breakpoint ocorre, mas é menos definido (GONÇALVES, 2003).

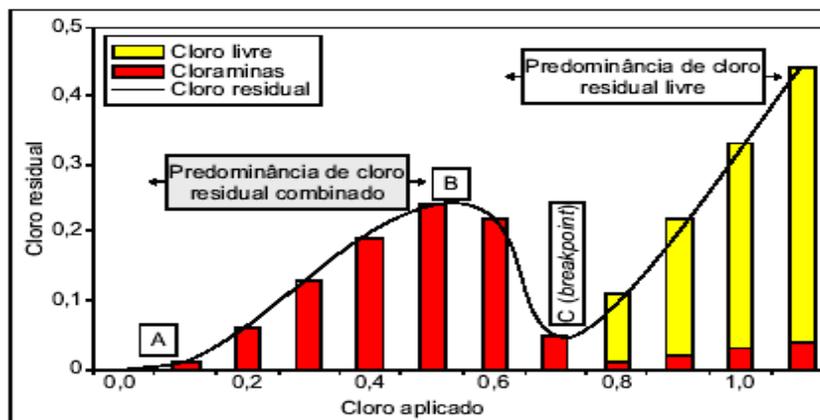


Figura 3.7: Curva de ação do cloro residual em águas com presença de amônia.
 Fonte: Modificado de GONÇALVES (2003).

De acordo com a figura 3.7 pode-se concluir que a concentração de cloro residual total é a soma de cloro residual livre e cloro residual combinado. Quanto maior é a concentração de cloro residual livre menor é a concentração de cloro residual combinado. Quanto maior é a quantidade de cloro residual combinado formado, menor é a chance de se produzir os chamados trialometanos, compostos denominados organoclorados e que possuem alto potencial carcinogênico. É preferível a formação das cloraminas por se tratar de substâncias que ajudam na desinfecção.

Di Bernardo (1993) cita que o pH exerce influência decisiva nas espécies que se formam quando a dosagem de amônia, o tempo de reação e a temperatura permanecem inalterados. Observam-se uma vez mais aqueles valores de pH para os quais é maximizada a produção de tricloramina, dicloramina ou monocloramina. Verifica-se que, para valores altos de pH, não há a tricloramina.

3.8.5. Parâmetros do processo de desinfecção

3.8.5.1. Dosagens de cloro requeridas

As dosagens de cloro requeridas para a desinfecção dependem de uma série de fatores, notadamente das características do esgoto. Nesse sentido, usualmente são desenvolvidos estudos de laboratório para determinar as concentrações ótimas de cloro, a fim de atingir uma determinada eficiência de desinfecção (GONÇALVES, 2003) e também é muito influenciada pelo ponto de aplicação, sendo mais elevada em processo de pré-cloração do esgoto bruto e mais moderada em esgotos tratados (CHERNICHARO, 2001), como ilustra a Tabela 3.2.

A determinação da dosagem de cloro e o projeto das instalações de desinfecção dependem de metas a serem atingidas, em função das diretrizes estabelecidas pela legislação ambiental. O sistema de desinfecção pode ser projetado em função do residual de cloro livre a ser mantido no efluente final ou em função do número máximo de organismos indicadores (usualmente coliformes fecais) admitido para o efluente final (GONÇALVES, 2003).

Em seus estudos, Tonon (2007) avaliou a desinfecção de efluentes de uma lagoa anaeróbia, situada em Franca, São Paulo e administrada pela Sabesp; e, dos efluentes das valas de filtração construídas com 0,25, 0,50 e 0,75 m de camada de areia, as quais foram alimentadas com efluente proveniente de uma fossa filtro e coletada na ETE Icaraí, administrada pela Sanasa, Campinas, São Paulo. Na desinfecção foi utilizado hipoclorito de cálcio promovendo variações dos tempos de contato em 30, 45 e 60 minutos. Dosagens de hipoclorito de cálcio entre 25 e 32 mg L⁻¹ e dosagens 1,6 e 3,25 mg L⁻¹ foram necessárias para adequar os efluentes da lagoa anaeróbia e das valas de filtração, respectivamente, aos padrões estabelecidos pela OMS (1989) para reúso agrícola; e, pela CONAMA 357/05, para padrões de lançamento em corpos receptores de classe 2.

Tabela 3.2 - Dosagens típicas de cloro para desinfecção de esgotos brutos e tratados, para Padrão de Lançamento de 1.000 NMP 100 mL⁻¹ de coliformes fecais.

Aplicação	Cloro e seus compostos (a)	Hipoclorito (mg L ⁻¹)	Dióxido de cloro (mg L ⁻¹)
		PROSAB 3*	PROSAB 3*
Esgoto Bruto (pré-cloração)	15 a 40	-	-
Efluente Primário	10 a 30	-	-
Efluente de tratamento físico-químico	4 a 8	-	-
Efluente anaeróbio	-	6 a 13	-
Efluente de filtros biológicos percolados	3 a 10	4 a 9	-
Efluente de lodos ativados	2 a 10	6 a 13	2 a 4
Efluentes de lagoa de estabilização	-	6 a 13	4,5
Efluente filtrado (após tratamento em lodos ativados)	1 a 5	-	-
Efluente de tratamento físico-químico (após tratamento anaeróbio)	-	-	3 a 5

Fonte: Metcalf & Eddy (2003) e adaptado de GONÇALVES (2003)
 PROSAB 3*: Programa de Saneamento Básico. Edital 3

3.8.5.2. Tempo de Contato

Para a efetividade da inativação de microrganismos, o tempo de contato entre cloro e esgoto não deve ser menor que 30 minutos. Tempos superiores a 60 minutos, por outro lado, devem ser evitados no caso de desinfecção de esgotos com concentração de nitrogênio orgânico superior a 5,0 mg L⁻¹, tendo em vista que nessas condições as monocloraminas hidrolisadas podem se converter em organocloraminas com baixa capacidade germicida (WHITE, 1999).

Tonon (2007) observou que os melhores resultados de desinfecção utilizando-se o hipoclorito de cálcio como desinfetante foram com tempos de contato iguais a 45 minutos tanto para o efluente da lagoa anaeróbia quanto ao

proveniente do sistema fossa – filtro/ valas de filtração, comprovando os resultados obtidos por White (1999) em seus estudos.

3.8.5.3. Inativação de Patógenos

De acordo com Gonçalves (2003) e Jordão (2005) pesquisas têm mostrado que o cloro é capaz de produzir efeitos letais na membrana celular das bactérias e afetar adversamente a respiração celular e o DNA. O cloro penetra nas células dos microrganismos e reage com suas enzimas, destruindo-as. As enzimas são um complexo de proteínas funcionando como catalisadores orgânicos em reações químicas dos microrganismos vivos. Como são essenciais aos processos metabólicos das células vivas, estas, sem a ação das enzimas, morrem.

A ordem geral de dificuldade de inativação de microrganismos por meio da desinfecção por cloro é: bactérias, vírus e protozoários. O cloro é um desinfetante extremamente eficiente para inativação de bactérias, como *E. coli*, *Pseudomonas aeruginosa*, *Salmonella typhi*, e *Shigella dysenteriae*, apresentando também alto poder virulicida. Tem, entretanto, sucesso limitado na inativação de protozoários. Dados obtidos em um estudo efetuado em 1984 indicaram que de cistos de *Giardia* são duas vezes mais resistentes ao cloro que enterovírus e três vezes mais resistentes que enterobactérias (HOFF et al, 1984, *apud* USEPA, 1999).

Para os estudos propostos por Tonon (2007) os resultados sobre inativação de protozoários e helmintos foram considerados não satisfatórios para o efluente da lagoa anaeróbia e para as valas de filtração verificou-se que há uma retenção desses microrganismos nas camadas de areia.

3.8.6. Formação de Subprodutos Potencialmente Prejudiciais à Saúde Humana

Compostos organoclorados formados pela reação da matéria orgânica com o cloro apresentam risco potencial à saúde pública quando aparecem em águas potáveis. A natureza carcinogênica de vários desses compostos tem sido demonstrada por meio da aplicação em altas concentrações em animais de laboratório. Entretanto, ainda não foi estabelecida uma relação direta de causa e efeito com câncer em humanos. Apesar disso, considera-se prudente que se adotem práticas que reduzam ou eliminem a formação destes compostos (WHITE, 1999).

Descobriu-se então, subprodutos da utilização de cloro, na pré-desinfecção ou na desinfecção, principalmente nas formas onde seu equilíbrio em água promove a formação de cloro livre que associados a precursores como os ácidos húmicos, ácidos fúlvicos, brometos ou algas e em certas condições de pH e temperatura formava diversos compostos classificados como trialometanos. Essas substâncias possuem três halogênios (cloro, bromo ou iodo) ligados à uma molécula de metano. Os trialometanos mais comuns são: triclorometano (clorofórmio), bromodiclorometano, dibromoclorometano e tribromometano (bromofórmio).

3.9. Considerações sobre o Uso de Esgotos Doméstico Tratado na Agricultura

Há muito tempo ouve-se falar que a água é um bem finito, classificando-a como o insumo do século, e que talvez ela seja a causa de conflitos internacionais em razão de sua disputa (MANCUSO, et. al, 2003). Baseado em dados experimentais publicados por GEO (2000) que afirma que entre 1900 e 1995, a

população mundial triplicou e o consumo global de água cresceu mais de seis vezes e levando-se em consideração esses resultados e a estimativa feita pela OMS que em torno de 2025 a população mundial será de 8,9 bilhões e será a máxima que o suprimento de água na terra pode suportar algumas providencias devem ser tomadas no sentido de minimizar o problema da escassez.

Essas afirmações têm um ponto comum. Classificam a água, ou melhor, sua disponibilidade, como um dos fatores mais importantes dos nossos tempos. Não há por que ter dúvidas: quem detiver controle sobre a quantidade e qualidade desse produto terá em suas mãos trunfos que permitirão obter vantagens inimagináveis. O Brasil, por exemplo, de acordo com Mancuso, et. al (2003) é um país privilegiado nesse aspecto, em seu território se localizam as mais extensas bacias hidrográficas do planeta. No entanto, muita delas estão distantes dos principais centros populacionais e industriais do país.

O uso do esgoto tratado na irrigação, além de reduzir os impactos ambientais aos corpos d'água, permite um pós-tratamento no solo e possui também um atrativo do ponto de vista agronômico, pois é uma forma de reciclagem de nutrientes e de água. O esgoto doméstico é geralmente composto de 99 % de água e 1 % de colóides suspensos e dissolvidos, compostos orgânicos e inorgânicos, os quais incluem os macronutrientes essenciais às plantas como o nitrogênio, o fósforo e o potássio, além de micronutrientes como o cobre e o zinco. Várias pesquisas confirmam a possibilidade da redução do uso de fertilizantes devido à exploração de macro e micronutrientes disponibilizados pelos esgotos. A presença de matéria orgânica e nutrientes promove a melhoria da fertilidade do solo (MARINHO, 2010).

3.9.1. Padrões de Emissão de Efluentes no Brasil

Os limites estabelecidos pela CONAMA 357/05 para águas de classe 2, destinadas à irrigação de hortaliças e plantas frutíferas, fixam que, em pelo menos 80 % de no mínimo cinco amostras mensais, os valores de coliformes fecais e totais sejam iguais ou menores a 1000 CF 100 mL⁻¹ e 5000 CT 100 mL⁻¹ respectivamente, como ilustra a tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Classificação das águas em função dos usos preponderantes, de acordo com a CONAMA 357/05.

	Classe								
	Especial	Doços			Salinas		Salobras		
		1	2	3	4	5	6	7	8
Especificações									
Coliformes Totais (NMP 100mL)		1000	5000	20000					
Coliformes Fecais (NMP 100mL)		200	1000	4000					
Usos Preponderantes									
Abastecimento doméstico	X	X(a)	X(b)	X(b)					
Preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas	X								
Recreação e contato primário		X	X			X		X	
Proteção das comunid. aquáticas		X	X			X		X	
Irrigação		X(c)	X(d)	X(e)					
Aqüicultura		X	X			X		X	
Dessedentação de animais				X					
Recreação e contato secundário							X		X
Usos menos exigentes						X			

Notas: (a) após o tratamento simplificado; (b) após o tratamento convencional; (c) hortaliças consumidas cruas e frutas que se desenvolvem rente ao solo e são ingeridas cruas sem a remoção de película; (d) hortaliças e plantas frutíferas; (e) culturas arboráceas, cerealíferas e forrageiras.

Fonte: Modificado de Von Sperling (1996) e adaptado de Gonçalves (2003)

O importante é analisar que para um efluente atingir as especificações recomendadas pela CONAMA 357/05 há a necessidade de inclusão de uma etapa de desinfecção. Apesar disso, a maioria das estações de tratamento brasileiras não adotam processos de desinfecção.

3.9.2. Parâmetros para Reúso de Efluentes Tratados

A Organização Mundial da Saúde estabeleceu, em 1989, parâmetros de qualidade microbiológica para reúso de efluentes tratados de acordo com a atividade agrícola destinada, tomando como base a concentração de coliformes fecais e o número de ovos de helmintos por unidade de volume. No Brasil, somente no ano de 2005 foi apresentada a primeira resolução referente ao reúso de águas residuárias, a CONAMA 54 (2005), porém, tal norma legal apenas expõe as modalidades, diretrizes e critérios gerais para o reúso direto não potável de água, não estabelecendo parâmetros específicos para seu emprego. Na Tabela 3.4 há algumas recomendações da OMS relativas à qualidade microbiológica para uso agrícola de efluentes de Estações de Tratamento de Esgotos (ETE).

No Estado de São Paulo a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB) criou a Instrução Técnica número 31, definindo procedimentos internos para disciplinar o reúso de água proveniente de estações de tratamento de esgoto doméstico. Este documento pretendia definir critérios mínimos e exigências técnicas a serem atendidos pelos empreendedores, de maneira a proteger o meio ambiente e a saúde pública (CETESB, 2006).

Tabela 3.4 - Recomendações da OMS relativas à qualidade microbiológica para uso agrícola de efluentes de ETE.

Categoria	Condições de reúso	Grupos expostos	Técnicas de irrigação	Ovos de Helmintos^a (média aritmética do nº de ovos por litro^b)	Coliformes termotolerantes (média geométrica do nº por 100 ml^c)	Tratamento de esgoto para atingir a qualidade microbiológica requerida
A	Campos esportivos, parques públicos	Trabalhador, público	Qualquer	≤ 0,1	≤ 200	Tratamento secundário convencional complementado por lagoa de polimento ou filtração e desinfecção)
B	Cereais, cultura a ser industrializada, silvicultura ^d , forrageira para feno e silagem ^e	B1 trabalhadores (exceto crianças menores de 15 anos), comunidades vizinhas	(a) aspersão	≤ 1	≤ 10 ⁵	idem à categoria A
		B2 idem a B1	(b) inundação / leira	≤ 1	≤ 10 ³	idem à categoria A
		B3 trabalhadores incluindo crianças menores de 15 anos, comunidades vizinhas	Qualquer	≤ 0,1	≤ 10 ³	idem à categoria A
C	Irrigação localizada de culturas da categoria B se não ocorrer exposição de trabalhadores e público	Nenhum	Gotejamento, microaspersão	≤ 1	≤ 10 ³	idem à categoria A

^a Ascaris e Trichuris e ancilóstomo; esse valor tem, também, a intenção de proteger contra riscos de protozoários

^b Durante o período de irrigação

^c Durante o período de irrigação (a contagem de coliformes termotolerantes deve ser feita, de preferência, semanalmente, no mínimo, mensalmente)

^d para árvores frutíferas, a irrigação deve ser interrompida duas semanas antes da colheita e, a fruta não pode ser colhido do chão. A irrigação em aspersão não deve ser usada.

^e irrigação de plantas forrageiras não será permitida para pastejo direto.

Fonte: Retirado de CETESB (2005) citando (*World Health Organization*, 2000).

Segundo esta instrução técnica, a condutividade elétrica do esgoto doméstico tratado deverá estar abaixo de $2,9 \text{ dSm}^{-1}$ (25°C) para limitar risco de salinização do solo. Efluentes que possuam valores entre $0,75$ e $2,9 \text{ dSm}^{-1}$ somente podem ser utilizados para aplicação em solos bem drenados, onde as espécies cultivadas devem ter alta tolerância salina. A razão de adsorção de sódio (RAS) máxima permitida no efluente será de 12, para limitar o risco de sodificação do solo e, conforme apresentada na Tabela 3.5, deverá manter uma correlação com a condutividade elétrica. Alguns parâmetros para a determinação da RAS serão discutidos no item 3.10.2.

Tabela 3.5 - Relação entre RAS e condutividade para aplicação de efluente no solo (CETESB, 2006)

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

3.10. Qualidade das Águas para Irrigação

Pode-se definir a qualidade da água por suas características físicas, químicas ou biológicas, sendo que na sua avaliação para irrigação os parâmetros a serem analisados devem ser os físico-químicos. De acordo com Shalhevet e Kamburov (1976) *apud* Costa *et al.* (2005) e FAO (1994), a composição e qualidade das águas destinadas à irrigação dependem da zona climática, da fonte da água, do trajeto percorrido, da época do ano e da geologia da região.

A qualidade da água de irrigação pode variar segundo o tipo e a quantidade de sais dissolvidos, que são encontrados em quantidades pequenas, porém muitas vezes significativas, tendo sua origem na intemperização das rochas

e dos solos, pela dissolução lenta do calcário e de outros minerais, que são levados pelas águas de irrigação e se depositam no solo, acumulando à medida que a água evapora ou é consumida pelas culturas.

De acordo com Santos (2000), embora a fonte principal e mais direta de todos os sais encontrados no solo seja a intemperização das rochas, raros são os exemplos em que à mesma tenha provocado, de forma direta, problemas de salinidade no solo. Normalmente tais problemas são associados à água de irrigação e à presença de lençol freático elevado. Os sais da água de irrigação podem ser provenientes, além das fontes primárias como a rocha e o solo, mas também de água de drenagem e intrusão salina. A Tabela 3.6 apresenta as recomendações para a qualidade da água a ser empregada na agricultura (FAO, 1994).

Outra preocupação quanto ao uso da água para irrigação está relacionada com sua dureza, isto é, a concentração de sais de cálcio e magnésio. A medida de dureza da água pode ser diretamente relacionada com a concentração de carbonato de cálcio (CaCO_3), a qual é equivalente à alcalinidade. Segundo a Kentucky Water Division (2003), a classificação da dureza das águas pode ser dada, em termos da alcalinidade ($\text{mg}_{\text{CaCO}_3} \text{L}^{-1}$), da seguinte forma: 0 a 75, mole; 75 a 150, moderadamente dura; 150 a 300, dura; e acima de 300, muito dura.

Tabela 3.6 - Recomendações para a qualidade da água a ser empregada na agricultura (FAO, 1994).

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

As águas que se destinam à irrigação devem ser avaliadas principalmente sob três aspectos, considerados importantes na determinação da qualidade agrônômica das mesmas, sendo eles: toxicidade de íons, salinidade e sodicidade.

3.10.1. Toxicidade

Os íons tóxicos contidos comumente nas águas de irrigação são o cloreto, o sódio e o boro e os danos podem ser provocados individualmente ou em combinação. De acordo com Ayers & Westcot (1991) a presença de sais na solução do solo faz com que aumentem as forças de retenção por seu efeito de osmose e, portanto, a magnitude do problema de escassez de água na planta.

3.10.2. Salinidade

Uma alta salinidade tem forte relação com o potencial osmótico, com a toxicidade iônica específica e com a degradação das condições físicas do solo. Essas variáveis podem determinar a redução das taxas de crescimento da planta, da sua produtividade e, em casos mais extremos, a perda total da plantação (PAGANINI, 2003).

A concentração total de sais na água para irrigação normalmente é expressa em relação à sua condutividade elétrica (CE), podendo ser determinada com rapidez e muita precisão. É uma propriedade iônica que indica a capacidade de condução de corrente elétrica na água, têm proporcionalidade direta com a concentração de sais dissolvidos, crescendo com a temperatura e variando com o tipo de sal dissolvido para uma mesma concentração. Poucas águas de uso generalizado em irrigação excedem cerca de 2 dS m⁻¹ de condutividade elétrica.

Para uma água de irrigação de boa qualidade deve apresentar uma CE de, aproximadamente, 0,75 dS m⁻¹ ((DONEEN, 1975) *apud* COSTA et al. (2005) (SANTOS, 2000), (FAO 1994 e PIZARRO (1985))). A Tabela 3.7 apresenta as classes de salinidade para as águas de irrigação levando-se em consideração a concentração de sólidos dissolvidos totais e a condutividade elétrica.

Tabela 3.7 – Classes de salinidade para águas de irrigação.

Classe	Salinidade	SDT (mg L⁻¹)	Condutividade (dS m⁻¹)
1	Baixa	0 – 175	0 – 0,3
2	Média	125 - 500	0,3 – 0,8
3	Alta	500 – 1500	0,8 – 2,3
4	Muito Alta	1500 – 3500	2,3 – 5,5
5	Extremamente Alta	> 3500	> 5,5

Fonte: EPA – Austrália (1991) retirado de SEMARH (2007).

As classes de restrição de uso para irrigação consideram o risco de sodificação do solo, combinando a RAS e a CE da água de irrigação, visando evitar problemas de infiltração da água com posterior processo de sodificação do solo (AYERS & WESTCOT, 1991).

3.10.3. Sodicidade

Além da salinidade, outro fator muito importante na avaliação da qualidade da água para a irrigação é o que relaciona as concentrações de sódio (Na), cálcio (Ca) e magnésio (Mg). Quando a concentração de sódio é muito superior às de cálcio e de magnésio, a infiltração da água no solo é dificultada, trazendo prejuízos às culturas, pois estes elementos agem no sentido de deslocar o sódio contido no solo, no processo conhecido como troca catiônica.

O sódio presente na água de irrigação pode ser adsorvido pelas argilas levando ao seu endurecimento e impermeabilização. A relação utilizada para calcular a magnitude desse problema é definida como a Razão de Adsorção de Sódio (RAS) e é dada pela equação 3.7:

$$RAS = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{2+} + Mg^{2+}}{2}}} \quad \text{Equação 3.7}$$

Sendo:

RAS - Razão de adsorção de sódio

Na⁺, Ca²⁺ e Mg²⁺ - corresponde aos valores das concentrações dos elementos (valores em miliequivalente - grama (meq L⁻¹)).

O método da Razão de Adsorção de Sódio (RAS) considera os problemas de infiltração como resultado de excesso de sódio em relação ao cálcio e magnésio, porém, não leva em consideração as mudanças no teor de cálcio na água que podem resultar devido à precipitação ou dissolução durante ou depois

da irrigação. Assim, a equação da RAS, não levando em conta estas variações, pode fornecer resultados equivocados. No entanto, o procedimento continua sendo de avaliação aceitável para a maioria das águas utilizadas na agricultura irrigada (AYERS & WESTCOT, 1991).

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

Independente da relação de adsorção de sódio, o teor absoluto de sais de uma água é um fator limitante de seu uso na agricultura, em que pese à grande variação de tolerância a sais por parte da vegetação. A salinidade total da água age tanto sobre o solo como sobre as plantas, interferindo em seu processo osmótico. Alguns constituintes isolados, como o Boro, são fitotóxicos, mesmo em pequenos teores. Concentrações de boro acima de $0,5 \text{ mg L}^{-1}$, de cloreto superiores a $106,5 \text{ mg L}^{-1}$ e de sódio maiores que $69,0 \text{ mg L}^{-1}$ são tóxicas para plantas sensíveis, como frutíferas (CETESB, 2006).

Segundo Telles (1984) o Departamento de Agricultura Norte-americano denominado (U.S.Salinity Laboratory Staff "U.S.D.A Agriculture Handbook no. 60") desenvolveu um diagrama, que estabelece o risco devido à salinidade, em função, basicamente, de dois fatores o índice RAS e o teor total de sais da água, estimado a partir de sua condutividade elétrica. Porém, com o passar do tempo, algumas modificações foram feitas nesse diagrama e a representação mais atual deste diagrama, é apresentado na figura 3.8.

No geral, para a classificação do efluente, com relação a sua condutividade e a sodicidade, obedecem alguns valores TELLES (1984) e CETESB (2005):

Com relação à condutividade:

- Valores até $250 \mu\text{S cm}^{-1}$ – o efluente é classificado como C1;
- De 251 a $750 \mu\text{S cm}^{-1}$ – o efluente é classificado como C2;
- De 751 a $2250 \mu\text{S cm}^{-1}$ – o efluente é classificado como C3;
- De 2251 a $5000 \mu\text{S cm}^{-1}$ - o efluente é C4;e,
- Valores superiores a $5000 \mu\text{S cm}^{-1}$ é C5.

Com relação à sodicidade os valores podem variar de 0 a 30 e quanto maior for o valor maior é o grau de sodicidade.

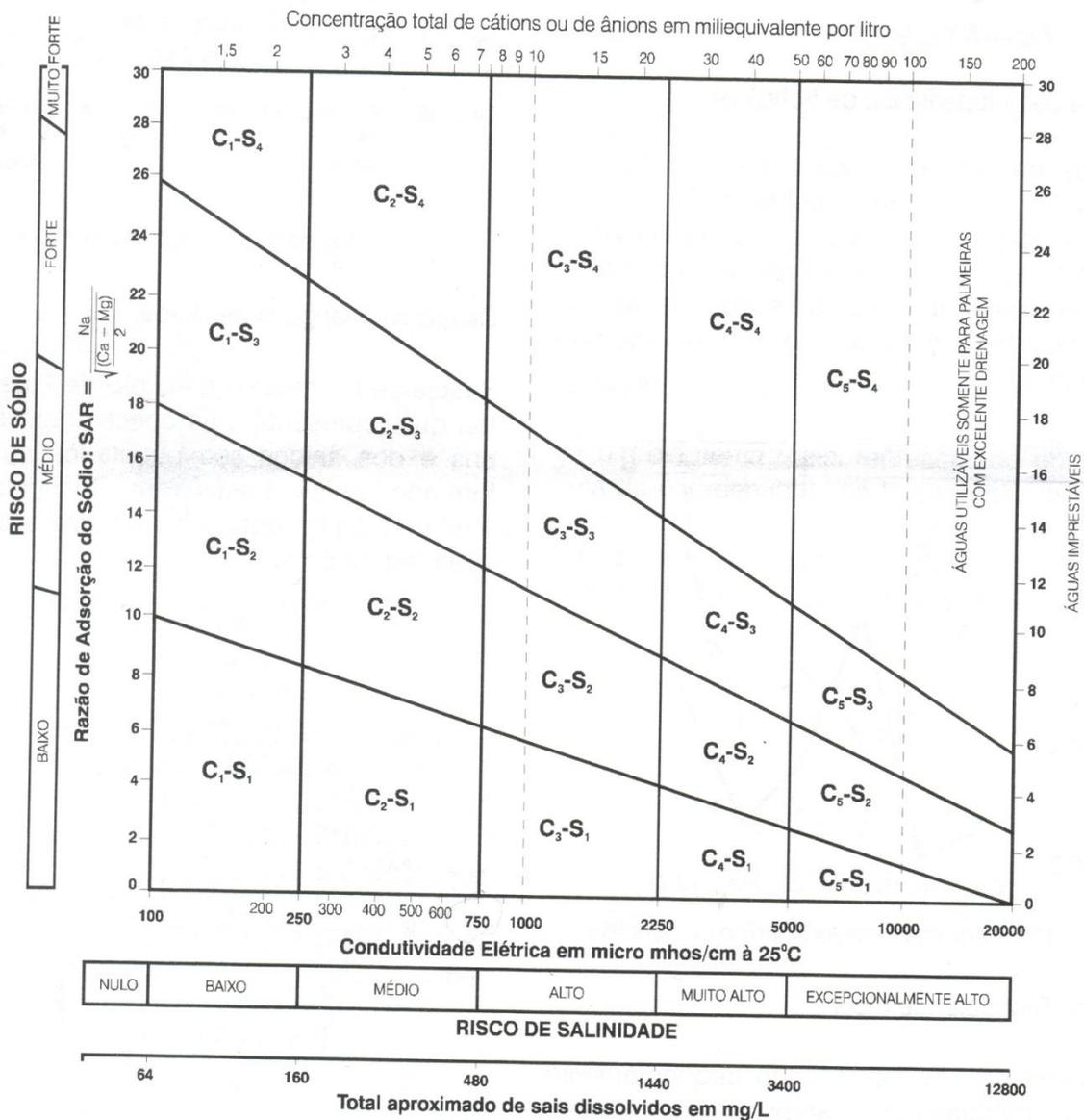


Figura 3.8: Limites de RAS em função da condutividade elétrica do efluente.
 Fonte: CETESB (2005).

De acordo com a instrução normativa nº 31 da CETESB (2005) a classificação das águas para fins agrícolas é determinada pela concentração de alguns íons tais como o sódio, potássio, cloreto, sulfato e borato, e parâmetros como os sais dissolvidos, condutividade elétrica e a concentração total de cátions, que influenciam de maneira diferenciada, no crescimento de cada espécie vegetal. As categorias de águas da classificação do USSL estão relacionadas a seguir:

- **C0** - Águas de muito baixa salinidade, que podem ser utilizadas sem restrição para irrigação.

- **C1** - Águas de baixa salinidade, condutividade elétrica compreendida entre 100 e 250 mhos cm^{-1} a 25 °C (sólidos dissolvidos: 64 a 160 mg L^{-1}). Podem ser utilizadas para irrigar a maioria das culturas, na maioria dos solos, com pequeno risco de incidentes quanto à salinização do solo, salvo se a permeabilidade deste último for extremamente baixa.

- **C2** - Águas de salinidade média, condutividade compreendida entre 250 e 750 mhos cm^{-1} a 25 °C (sólidos dissolvidos: 160 a 480 mg L^{-1}). Devem ser usadas com precaução e de preferência em solos silto-arenosos, siltosos ou areno-argilosos quando houver uma lixiviação moderada do solo. Os vegetais de fraca tolerância salina podem ser cultivados, na maioria dos casos, sem perigo.

- **C3** - Águas de alta salinidade, condutividade compreendida entre 750 e 2250 mhos cm^{-1} a 25 °C (sólidos dissolvidos: 480 a 1440 mg L^{-1}). Só podem ser utilizadas em solos bem drenados. Mesmo quando o solo é bem cuidado, devem ser tomadas precauções especiais de luta contra a salinização e apenas os vegetais de alta tolerância salina devem ser cultivados.

- **C4** - Águas de salinidade muito alta, condutividade compreendida entre 2.250 e 5.000 mhos cm^{-1} a 25 °C (sólidos dissolvidos: 1.440 a 3.200 mg L^{-1}). Geralmente não servem para irrigação, todavia podem ser excepcionalmente utilizadas em solos arenosos permeáveis, bem cuidados e abundantemente irrigados. Apenas os vegetais de altíssima tolerância salina podem ser cultivados.

- **C5** - Águas de salinidade extremamente alta, condutividade compreendida entre 5.000 e 20.000 mhos cm^{-1} a 25 °C (sólidos dissolvidos: 3.200 a 12.800 mg L^{-1}). São águas utilizáveis apenas em solos excessivamente permeáveis e muito

bem cuidados, salvo exceções, unicamente para palmeiras, sobretudo com condutividade acima de 10.000 mhos cm^{-1} a 25°C.

- **S1** - Águas fracamente sódicas, podem ser utilizadas para quase todos os solos com fraco risco de formação de teores nocivos de sódio susceptível de troca. Prestam-se ao cultivo de quase todos os vegetais.

- **S2** - Águas medianamente sódicas, apresentam perigo de sódio para os solos de textura fina e forte capacidade de troca de cátions. Podem ser utilizadas para solos de textura grosseira ou ricos em matéria orgânica e com boa permeabilidade.

- **S3** - Águas altamente sódicas. Há perigo de formação de teores nocivos de sódio na maioria dos solos, salvo nos solos gipsíferos. Exigem tratamento especial do solo (boa drenagem, lixiviação e presença de matéria orgânica) e podem ser utilizadas em vegetais com alta tolerância ao sódio.

- **S4** - Águas extremamente sódicas, geralmente imprestáveis para a irrigação, salvo se a salinidade global é fraca ou pelo menos média. Podem ser aplicadas em solos altamente drenáveis, ricos em carbonatos.

Esta classificação é bastante abrangente, mas deverá ser utilizada em conjunto com a análise dos íons de cloreto, sulfato e boro. Além disso, para a classificação do efluente em função do seu uso na agricultura, será necessário a combinação das letras que representam a Condutividade (C) e da sodicidade representada pela RAS (S).

4. MATERIAL E MÉTODOS

Esta pesquisa foi desenvolvida nas dependências do Laboratório de Protótipos ao Tratamento de Águas e Efluentes (LABPRO) da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp. Na Figura 4.1 é apresentada uma vista geral da área ocupada.



Figura 4.1: Vista geral da área ocupada pela pesquisa.

Na área ocupada pela pesquisa, encontram-se três caixas de armazenamento e distribuição de efluente, cinco filtros anaeróbios cuja

configuração e funcionamento serão discutidos posteriormente; quatro filtros de areia, onde diferentes taxas de aplicação foram estudadas; e duas caixas de armazenamento e distribuição de efluente tratado para a irrigação das culturas de roseiras.

4.1. Tipo de Efluente

O esgoto bruto empregado nesta pesquisa foi proveniente de uma região da universidade na qual circulam diariamente cerca de 10 mil pessoas e é conhecida como Área da Saúde. TONETTI (2008) fez um levantamento sobre os órgãos que contribuem para a geração deste esgoto bruto, são eles: Hospital das Clínicas, Creche da Área de Saúde, Escola Estadual “Físico Sérgio Pereira Porto”, Almojarifado Central, Centro de Engenharia Biomédica, Banco Santander, 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).

Dentro do terreno do LABPRO há um ponto onde essa água residuária gerada é coletada através de uma bomba submersa (Marca Anauger, Modelo 800) que foi adaptada dentro de um recipiente com capacidade de 50 L. Essa bomba é responsável por enviar uma parcela de esgoto bruto através de um tubo de 0,016 m de diâmetro até as caixas de armazenamento e distribuição do efluente do sistema experimental. É importante salientar, que o esgoto bruto antes de ser captado pela bomba sofria remoção de sólidos grosseiros através de um gradeamento instalado no canal de escoamento. A Figura 4.2 ilustra o recipiente de captação do esgoto bruto e a bomba utilizada nessa pesquisa, e a Figura 4.3 apresenta uma vista do sistema de gradeamento (A) e o local da instalação da bomba de captação (B).



Figura 4.2: Recipiente de captação do esgoto bruto e a bomba utilizada nessa pesquisa .



A



B

Figura 4.3: Vista do sistema de gradeamento (A) e local da instalação da bomba de captação (B).

O gradeamento foi incorporado ao sistema de tratamento para facilitar a remoção de sólidos grosseiros e também para aumentar a vida útil da bomba de captação, já que muitos problemas operacionais aconteceram por entupimento e desgaste da bomba. A partir da figura 4.3 (A) tem-se uma idéia de como o efluente era captado. A grade foi instalada justamente no ponto onde havia uma bifurcação. Somente do lado direito dessa divisão era coletado o esgoto bruto, pois no lado oposto o canal era “cego”. O recipiente de coleta foi instalado ao final desse canal para a coleta do esgoto bruto.

4.2. Sistema de Distribuição e Armazenamento do Esgoto Bruto

A bomba recalrava o líquido, por meio de tubos de PVC com 0,016 m de diâmetro até o topo de uma torre de 4,50 m de altura, onde foram instaladas duas caixas de armazenamento de capacidade igual a 500 L. A primeira caixa de armazenamento se encontrava a 4,50 m e a segunda caixa a 3,20 m da base do projeto, respectivamente.

A primeira caixa de armazenamento possuía em sua base um tubo de 0,032 m de diâmetro responsável por fazer a interligação da primeira com a segunda caixa. Era através desse tubo que o esgoto da primeira caixa após ter sido totalmente preenchida iria para a segunda caixa, de mesmo volume até completar um volume nominal de 1000 L de esgoto bruto para alimentar todo o sistema de tratamento. Estas duas caixas funcionavam como tanques sépticos, removendo uma parte dos sólidos em suspensão. A Figura 4.4 ilustra as caixas de armazenamento e distribuição do esgoto bruto pelo sistema.

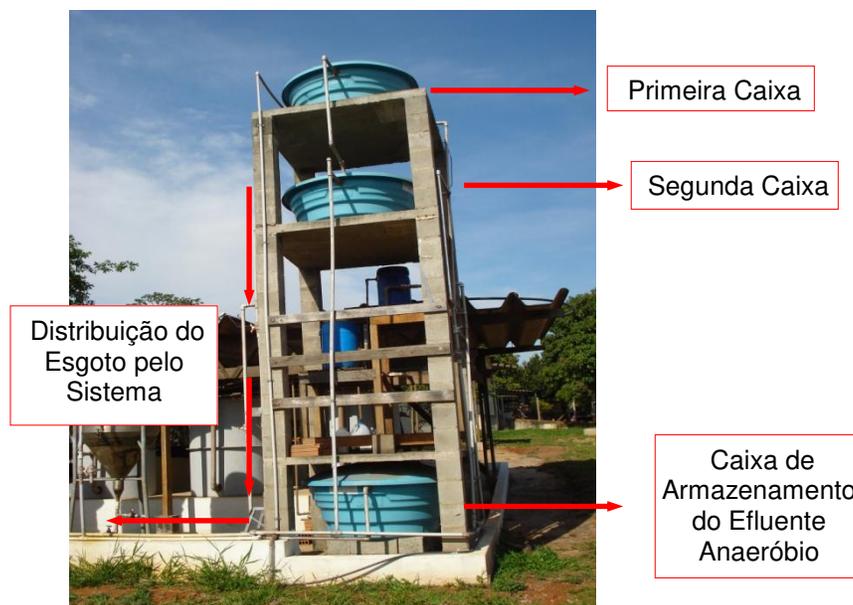


Figura 4.4: Caixas de armazenamento e distribuição do esgoto bruto pelo sistema.

A partir da segunda caixa, o esgoto era direcionado aos filtros anaeróbios através de tubos de PVC com 0,032 m de diâmetro. A função desta caixa era de manter uma carga hidráulica constante no sistema para alimentação dos reatores, por esta razão, buscou-se manter o volume de líquido nela presente sempre no nível máximo com a entrada de esgoto originário da primeira caixa em uma vazão sempre maior do que aquela empregada na pesquisa, e assim mantendo-se a vazão dos filtros sempre constante ao longo do dia visto que havia uma carga hidráulica uniforme.

4.3. Filtros Anaeróbios

Os filtros anaeróbios foram construídos em aço inox em formato cilíndrico e volume total de 500 L . Possuíam altura total de 1,68 m e diâmetro interno de 0,75 m. O fundo em formato cônico foi projetado para que funcionasse como um compartimento para a distribuição homogênea do esgoto. Nele foi instalado uma grade de bambu, com a função de impedir a passagem das unidades constituintes do meio suporte e de também funcionar como um compartimento para a distribuição uniforme do esgoto. A Figura 4.5 apresenta o esquema do reator anaeróbio (A) e uma vista frontal de um dos reatores (B) e a Figura 4.6 ilustra a grade suporte instalada no fundo cônico dos reatores.

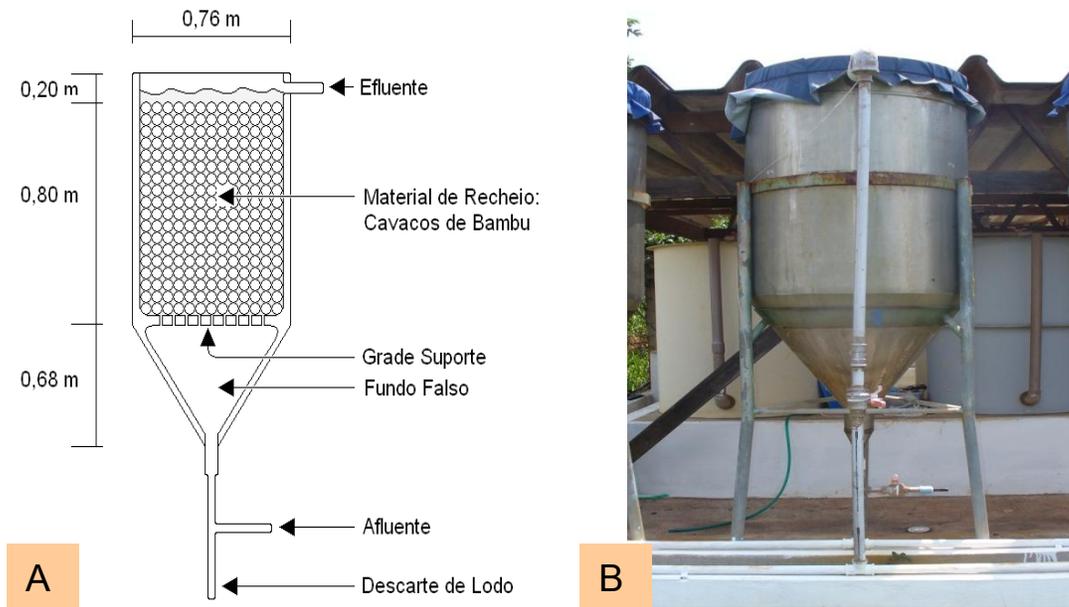


Figura 4.5: Esquema de um reator anaeróbico (A) e uma vista frontal de um dos reatores (B) (adaptado de TONETTI, 2008).



Figura 4.6: Grade suporte instalada no fundo cônico dos reatores.

O fluxo era ascendente nos filtros anaeróbios e o controle da vazão de alimentação do afluente a cada reator era realizado quatro vezes ao dia, manualmente, através do controle da vazão na saída de cada filtro anaeróbico. O tempo de detenção hidráulica (TDH) dos filtros anaeróbios foi de 9 horas.

4.3.1. Material Suporte

Os cinco reatores anaeróbios foram preenchidos com materiais suporte distintos. Três reatores foram constituídos de anéis de bambu da espécie *Bambusa tuldoides*, com diâmetro de 4 cm e tamanho aproximadamente de 5 cm de comprimento, e dois dos reatores foram preenchidos com casca de coco verde da espécie *Cocos nucifera*, que foram cortadas em 4 partes após estarem secas.

Os reatores preenchidos com anéis de bambu possuíam índice médio de vazios de $74,75 \pm 0,25$ % e os reatores preenchidos com casca de coco verde possuíam uma média de $62,5 \pm 2,4$ % do volume dos filtros passou a ser de vazios.

Após o preenchimento dos reatores com o material suporte sobre a superfície do leito outra grade de bambu para evitar a flutuação do material suporte. A Figura 4.7 apresenta um detalhe dos materiais utilizados como meio suporte – os cavacos de bambu e as cascas de coco verde.



Figura 4.7: Detalhe dos materiais utilizados como meio suporte – os anéis de bambu e as cascas de coco verde.

Em relação aos filtros anaeróbios, preenchidos com cavacos de bambu, conforme citado por TONETTI (2008), em um deles foram empregados anéis de bambu que haviam sido utilizados por cinco anos em um mesmo tipo de sistema

de tratamento. Em outro filtro foram colocados anéis novos recém cortados e no último foi realizada uma mistura de anéis novos e antigos.

Com relação aos filtros anaeróbios com casca de coco verde, conforme descrito por CRUZ (2009) foi utilizado cocos recém descartados e que foram armazenados até secarem para após serem cortados.

É necessário salientar, quais foram às razões pelas quais se adotou diferentes materiais suporte, pois em consonância com este trabalho, uma outra pesquisa estava sendo desenvolvida, onde o que se estudava era a eficiência em se empregar cascas de coco verde como material suporte (CRUZ, 2009). Como os resultados de eficiência dos dois filtros anaeróbios eram satisfatórios e condiziam com a literatura especializada o efluente anaeróbio (da saída dos filtros) foi armazenado junto em uma caixa de armazenamento que ficava na base da coluna do projeto (veja figura 4.4).

4.4. Filtros de Areia

Na construção dos filtros de areia (FA1, FA2, FA3 e FA4), foram utilizadas caixas cilíndricas de fibra de vidro, de diâmetro interno igual a 1,00 m, aberta na parte superior e com um pequeno orifício de 0,032 m na parte inferior, onde foi instalada a tubulação de saída do efluente.

Na composição dos filtros de areia, TONETTI (2008) empregou três camadas estratificadas a partir da base do reator. A primeira possuía 0,20 m de profundidade e foi composta por Brita nº 2, com diâmetro efetivo (D_{10}) de 16,12 mm, coeficiente de uniformidade (CU) de 1,89 e coeficiente de vazios (C_v) de $45,80 \pm 0,40$ %. Logo acima estava a camada formada por Brita nº 1 com D_{10} igual a 7,51 mm, C_D de 1,66 e C_v de $44,08 \pm 0,38$ %, tendo 0,05 m de profundidade.

Este material objetivava sustentar a areia, impedindo que suas partículas fossem arrastadas para fora da estrutura do sistema.

Com relação ao leito de areia foi adotado a profundidade de 0,75 m, que segundo TONETTI (2004) era o valor mais adequado para o tratamento. A areia empregada foi denominada média, classificada de acordo com o procedimento apresentado pela NBR 6502 (1995), possuindo um diâmetro efetivo de 0,18 mm, coeficiente de uniformidade de 3,14 e coeficiente de vazios de $28,58 \pm 0,87 \%$. Por sua vez, caso a base de classificação seja a NBR 7211 (2004), utilizada para qualificar materiais para a construção civil, esta areia possui Dimensão Máxima Característica de 2,38 mm e Módulo de Finura de 2,14 mm (TONETTI, 2008).

Quanto à tubulação de saída do filtro de areia, possuía diâmetro de 0,032 m de diâmetro e foi instalada no centro da base do filtro, com uma ligeira inclinação em toda sua extensão para impedir a permanência do efluente em seu interior. A Figura 4.8 apresenta um esquema dos filtros de areia.

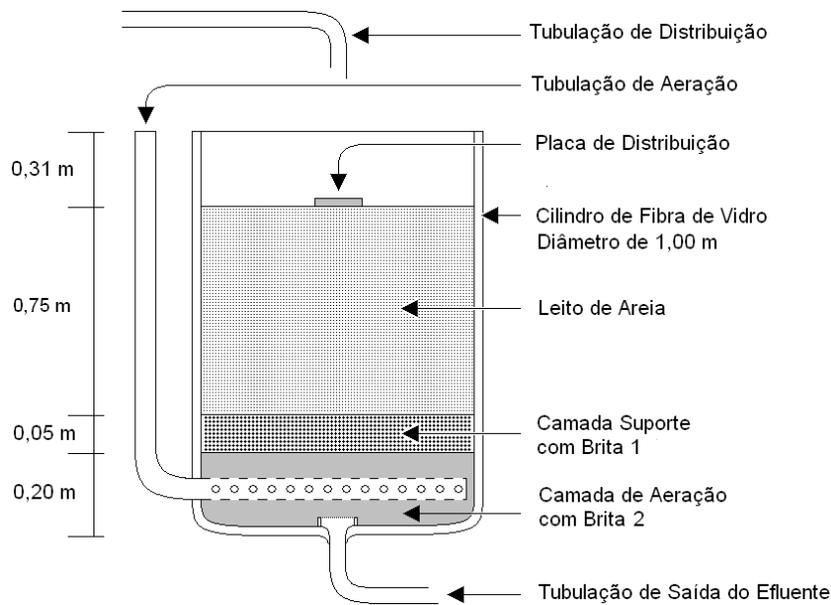


Figura 4.8: Esquema dos filtros de areia (TONETTI, 2008).

4.4.1. Tubulação de Aeração dos Filtros de Areia

Com o objetivo de promover a aeração do leito de areia, na lateral inferior de cada filtro de areia, foi instalado um tubo de PVC de 0,050 m de diâmetro interno. No interior do reator, o ar penetrava pela camada de Brita 2 constituindo uma estrutura com formato de “tê”, 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.

Em outro momento da pesquisa, quando foi realizada a transição entre a 2^a e a 3^a fase, o filtro de areia foi raspado até uma altura de 0,20 m da superfície do

leito, a fim de se empregar mais uma tubulação de aeração com a mesma configuração acima descrita, porém em formato de cruz, a fim de se obter uma maior aeração nos filtros, evitando assim, a grande freqüência de entupimentos que estavam ocorrendo em virtude da alta taxa de aplicação empregada, e uma melhoria no desempenho das bactérias nitrificantes.

Observou-se neste período experimental que apenas os 0,20 m iniciais do leito de areia sofriam entupimento e por essa razão esta altura foi escolhida para a implantação de um novo sistema de aeração. A Figura 4.9 apresenta a tubulação de aeração inferior (A) e superior (B) dos filtros de areia.

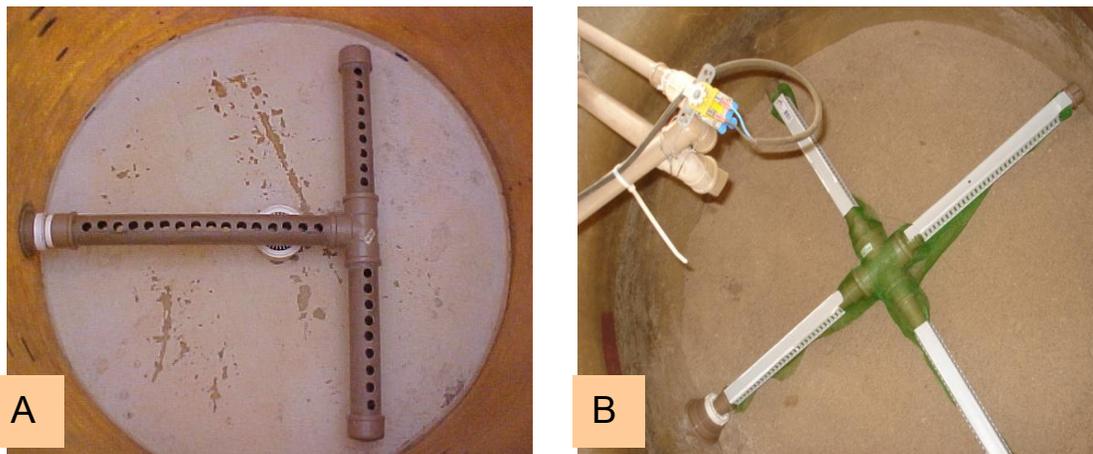


Figura 4.9: Tubulação de aeração inferior (A) e superior (B) dos filtros de areia.

Nota-se que a tubulação de aeração empregada a 0,20 m da superfície do leito do filtro de areia (Figura 4.9 B) foi protegida por uma tela para evitar o entupimento do mesmo, visto que essa tubulação ficou em contato direto com a areia, ao contrário da tubulação inferior que ficou entre as britas. Esse sistema foi empregado apenas em dois dos quatro filtros de areia que estavam em pleno funcionamento recebendo altas taxas de aplicação.

Logo após a implantação da aeração superior, o filtro foi novamente preenchido com a mesma areia empregada anteriormente. A Figura 4.10 apresenta um vista geral do sistema de aeração natural inferior e superior dos filtros de areia.



Figura 4.10: Vista geral do sistema de aeração inferior e superior dos filtros de areia.

4.4.2. Aplicação do Efluente Anaeróbio nos Filtros de Areia

Após o efluente anaeróbio ser armazenado em uma caixa de 500 L, ele era bombeado automaticamente para os quatro filtros de areia existentes, em horários estipulados, conforme as taxas de aplicação requeridas.

Para uma melhor distribuição deste efluente sobre o leito de areia e evitar caminhos preferenciais do efluente, foi colocado na superfície uma placa quadrada de madeira com 0,20 m de comprimento a fim de se garantir uma distribuição uniforme do efluente sobre o filtro.

A descarga direcionada em cada aplicação sobre as superfícies dos leitos de areia era de 50 L m^{-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 40 e 60 L m^{-2} ao dia.

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. A Figura 4.11 apresenta uma vista lateral (A) e a vista frontal (B) dos filtros de areia.

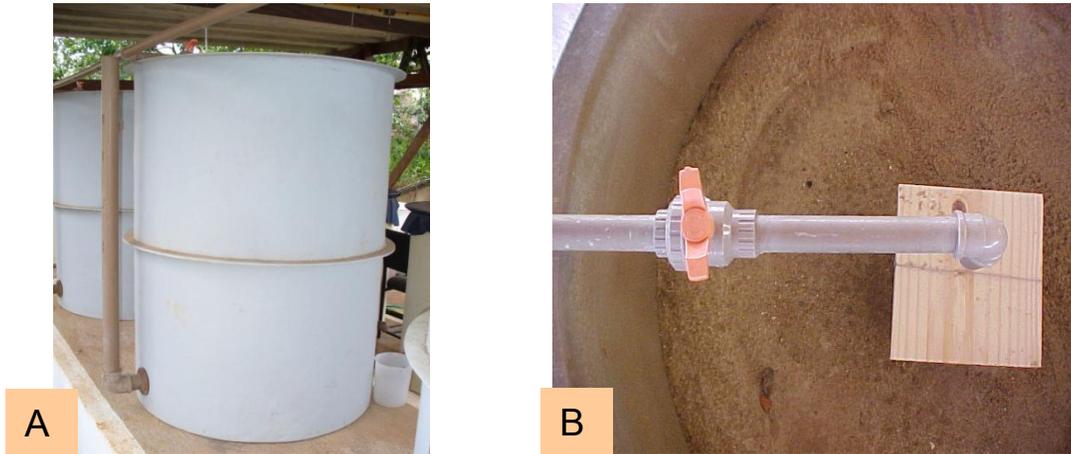


Figura 4.11: Apresenta uma vista lateral (A) e a vista frontal (B) dos filtros de areia.

4.5. Aspectos Operacionais

4.5.1. Filtros Anaeróbios

Foram operados com fluxo ascendente e tempo de detenção hidráulica (TDH) nominal de 9 horas. A vazão de $11,5 \text{ mL s}^{-1}$ foi controlada diariamente utilizando-se um registro de esfera. Os filtros anaeróbios foram monitorados durante todo o período experimental a fim de se garantir a eficiência característica desse sistema. De tempos em tempos, eram retiradas alíquotas de lodo que eram monitoradas (do fundo do reator) para que a eficiência na remoção de matéria orgânica continuasse dentro do esperado.

Os filtros anaeróbios possuíam diferentes materiais suporte (cavacos de bambu e cascas de coco verde) e só foram misturados ao final do processo para

garantir a produção de efluente anaeróbio suficiente para atender as taxas de aplicação pretendidas nos filtros de areia.

O volume útil dos filtros anaeróbios recheados com anéis de bambu era de 374,11 L (74,75 % do volume total) e, quando preenchidos com cascas de coco verde, este valor era de 312,8 L (62,5 % do volume total). A Figura 4.12 apresenta a disposição dos filtros anaeróbios nas instalações do projeto e o tipo de enchimento utilizado.

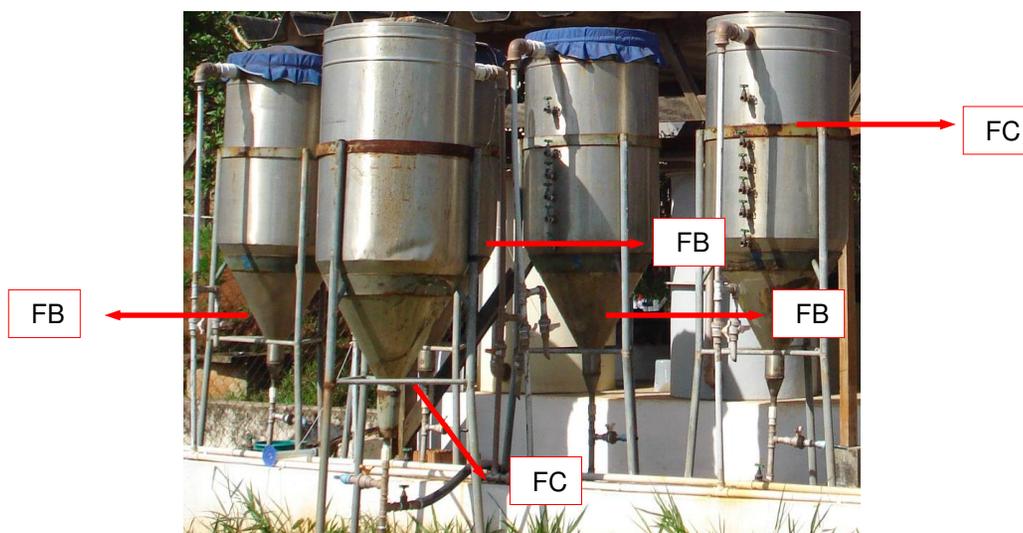


Figura 4.12: Disposição dos filtros anaeróbios nas instalações do projeto e o tipo de enchimento utilizado.

Sendo: FC – Filtro Anaeróbio com Recheio de Casca de Coco Verde. FB – Filtro Anaeróbio com Recheio de Cavacos de Bambu.

Tonetti (2008) e Cruz (2009) realizaram testes para caracterização dos filtros anaeróbios com recheio de bambu e cascas de coco verde, respectivamente, por meio de testes hidrodinâmico com um traçador (cloreto de sódio), para classificar o comportamento dos mesmos.

De acordo com Tonetti (2008) os filtros anaeróbios com recheio de bambu tiveram os Índices de Dispersão de Morril variando entre 1,9 e 2,5, ou seja, estiveram mais próximos de 1,0 do que de 21,9; indicando uma tendência do reator ao fluxo pistonado. O mesmo comportamento foi observado por Cruz (2009)

em relação aos filtros anaeróbios de cascas de coco verde. Os resultados obtidos variaram entre 7,94 e 3,40.

4.5.2. Filtros de Areia

O efluente anaeróbio era aplicado nos filtros de areia entre as segundas-feiras e as sextas-feiras sobre a superfície dos leitos de areia em cargas de 50 L m⁻² dia⁻¹. Como já dito anteriormente, este projeto foi objeto de estudo de outros trabalhos que foram desenvolvidos anteriormente. TONETTI (2008) desenvolveu sua pesquisa entre os meses de julho de 2006 e dezembro de 2007 totalizando um período de 75 semanas de estudo variando suas taxas de aplicação diárias de 50 a 200 L m⁻². Os meses de janeiro e fevereiro de 2008 os filtros tiveram um período de descanso, para já em março voltarem às suas atividades normais. Do período de março a novembro de 2008 as taxas de aplicação nos filtros de areia variaram de 100 a 250 L m⁻² e a frequência diária de aplicação que variava de 2 a 5 vezes. A Tabela 4.1 apresenta o número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro de areia e a carga total aplicada entre o período de março a novembro de 2008.

Tabela 4.1 – Número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro de areia e a carga total aplicada entre o período de março a novembro de 2008.

	FA1	FA2	FA3	FA4
Nº de Aplicações (50 L m⁻² dia⁻¹)	2	3	4	5
Carga aplicada (L m⁻² dia⁻¹)	100	150	200	250

De meados de novembro de 2008 a setembro de 2009 as taxas de aplicação nos filtros de areia sofreram uma variação, as cargas hidráulicas diárias totais aplicadas variaram de 300 a 600 L m⁻², para isso foi instalado um sistema automatizado capaz de realizar as aplicações necessárias nos horários estipulados. Quando esta etapa do sistema foi implantada o projeto passou a

funcionar 24 horas por dia durante as segundas-feiras e sextas-feiras. O item automatização será discutido no item 4.5.2.1. A Tabela 4.2 apresenta o número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro de areia e a carga total aplicada entre o período de novembro de 2008 a setembro de 2009.

Tabela 4.2 – Número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro de areia e a carga total aplicada entre o período de novembro de 2008 a setembro de 2009.

	FA1	FA2	FA3	FA4
Nº de Aplicações (50 L m⁻² dia⁻¹)	12	10	8	6
Carga aplicada (L m⁻² dia⁻¹)	600	500	400	300

Percebe-se por meio das tabelas 4.1 e 4.2 que houve uma inversão nas frequências de aplicação, na primeira etapa o FA1 recebe a menor carga hidráulica e na segunda etapa recebeu a maior carga hidráulica. Isso aconteceu para que os filtros de areia não sofressem colmatção mais rapidamente.

A partir de setembro de 2009 foram variadas as taxas de aplicação novamente, porém se trabalhou com dois filtros de areia, que antes de terem suas taxas aumentadas, permaneceram em repouso durante 1 mês para que as bactérias presentes nos filtros pudessem se restabelecer. Nesse período de descanso os filtros recebiam apenas uma carga de 50 L m⁻² diariamente para que seu leito não secasse. As taxas de aplicação foram aumentadas para 700 e 800 L m⁻² dia⁻¹, respectivamente. A Tabela 4.3 indica o número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro de areia e a carga total aplicada entre o período de setembro de 2009 a outubro de 2010.

Tabela 4.3 – Número de aplicações realizadas diariamente em cada filtro de areia e a carga total aplicada entre o período de setembro de 2009 a outubro de 2010.

	FA1	FA2
Nº de Aplicações (50 Lm⁻²dia⁻¹)	16	14
Carga aplicada (Lm⁻²dia⁻¹)	800	700

Os parâmetros físicos, químicos e microbiológicos foram monitorados durante todo o período experimental, e a decisão em se cessar o aumento das taxas de aplicação aconteceu por dois motivos experimentais: a grande frequência de entupimentos dos leitos de areia e a alta concentração de nitrogênio amoniacal, visto que o sistema de aeração dos filtros de areia não estava sendo eficientes. Por essa razão, adotou-se um novo sistema de aeração que foi instalado a 0,20 m do topo do leito de areia.

4.5.2.1. Automação

Conforme descrito por CRUZ (2009) para a automação do sistema, foram instaladas 4 bombas (marca ASKO, Modelo 602247) conhecidas comercialmente como “Bomba de Máquina de Lavar Roupas”, 4 válvulas para aplicação do sal e o sistema de automação com um controlador lógico programável. A Figura 4.13 apresenta um croqui do sistema de automação.

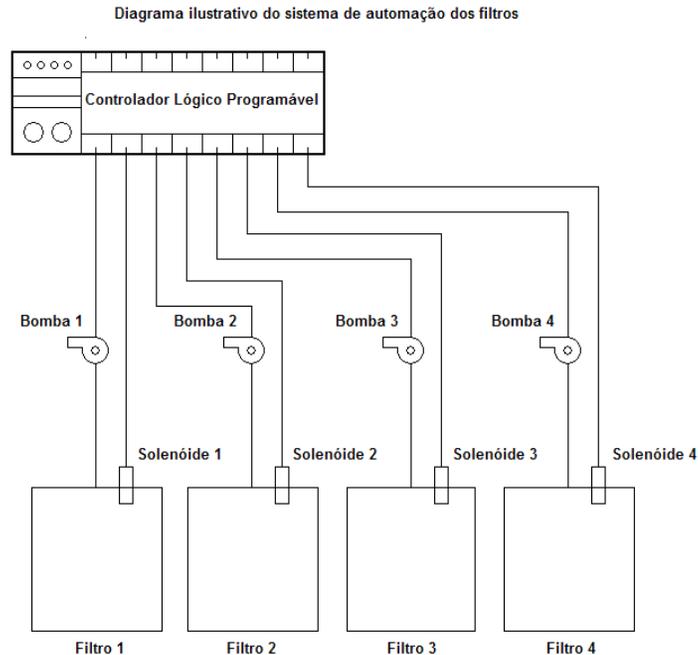


Figura 4.13: Croqui do sistema de automação.

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 50 L m^{-2} de efluente anaeróbio 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 sal K_2CO_3 para controle do pH e da alcalinidade, esse período era suficiente para que 100 mL do sal de concentração 100 g L^{-1} fosse aplicado. Esta solução salina era armazenada em um caixa de 20 L 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 estabelecido mediante testes. Verificou-se o tempo necessário

de funcionamento para que fossem aplicados os volumes necessários de efluente anaeróbio e da solução salina sobre o leito de areia. A Figura 4.14 apresenta em detalhe a bomba utilizada para o bombeamento do efluente aos filtros de areia e a válvula de aplicação do sal.



Figura 4.14: Detalhe da bomba utilizada para o envio do efluente aos filtros de areia e a válvula de aplicação do sal.

O horário das aplicações, conforme mencionado anteriormente foi pré-determinado a fim de se obter uma distribuição uniforme do efluente sobre o leito de areia durante o período de 24 horas. A disposição em menor tempo buscava simular o uso da válvula ou da caixa de descarga, quando o sistema teria a operação mais difícil. A Tabela 4.4 indica os horários estipulados para o efluente anaeróbio ser aplicado sobre os leitos de areia.

Tabela 4.4 – Horários estipulados para o efluente anaeróbio ser aplicado sobre os leitos de areia.

Horário das aplicações*						
Etapa do trabalho	Segunda				Terceira	
Filtro	FA1	FA2	FA3	FA4	FA1	FA2
Taxa aplicada ($L\ m^{-2}\ dia^{-1}$)	600	500	400	300	800	700
Freqüência diária	12	10	8	6	16	14
Horário de aplicação	00:05	00:10	00:15	00:20	00:05	00:10
	02:05	02:34	03:15	04:20	01:35	01:53
	04:05	04:58	06:15	08:20	03:05	03:36
	06:05	07:22	09:15	12:20	04:35	05:19
	08:05	09:46	12:15	16:20	06:05	07:02
	10:05	12:10	15:15	20:20	07:35	08:45
	12:05	14:34	18:15	-	09:05	10:28
	14:05	16:58	21:15	-	10:35	12:11
	16:05	19:22	-	-	12:05	13:54
	18:05	21:46	-	-	13:35	15:37
	20:05	-	-	-	15:05	17:20
	22:05	-	-	-	16:35	19:03
	-	-	-	-	18:05	20:46
	-	-	-	-	19:35	22:29
-	-	-	-	21:05	-	
-	-	-	-	22:35	-	

*Horário oficial de Brasília.

4.5.2.2. Aplicação do Sal (K_2CO_3) nos Leitos de Areia

Em seu trabalho, TONETTI (2008), percebeu a necessidade em se empregar um composto alcalino a fim de se obter valores de pH próximos da neutralidade e ocorrer um aumento da alcalinidade favorecendo a nitrificação nos

leitões de areia, adequando o efluente aos padrões de lançamentos em corpos receptores e/ou promover o reúso. Inúmeros compostos foram testados, porém o que foi adotado o carbonato de sódio (Na_2CO_3), por se tratar de um reagente de fácil comercialização e valor agregado baixo.

Em virtude da preocupação com o ambiente e principalmente da questão agrícola, foi descartada a possibilidade de empregar novamente o carbonato de sódio por apresentar o íon sódio, que é um micronutriente para as plantas, além de poder causar a impermeabilização dos solos quando presente em altas concentrações, promovendo mais problemas que soluções. Por essa razão, o reagente escolhido foi o carbonato de potássio (K_2CO_3) visto que este composto é tão solúvel em água quanto o anterior, possuiu um valor comercial acessível e o fator mais importante, é que seus componentes não prejudicam a utilização deste efluente final como água de reúso.

Nesta pesquisa em específico, foram adicionados, em cada aplicação de 50 L m^{-2} , 100 mL de solução de carbonato de potássio com concentração de 100 g L^{-1} .

4.5.3. Desinfecção

Após a passagem do efluente anaeróbico pelos filtros de areia, estes eram armazenados em caixas de 1000 L para a irrigação da cultura de roseiras. Uma fração deste efluente de filtro de areia era coletada e sofria desinfecção com o hipoclorito de cálcio. Primeiramente, a desinfecção aconteceu em escala de bancada, e utilizou-se um agitador magnético para garantir uma agitação satisfatória, o agitador funcionava com câmara de contato entre o efluente e o hipoclorito de cálcio.

A desinfecção tinha um tempo de contato de 45 minutos e a dosagem de hipoclorito de cálcio utilizada será discutida no tópico 4.5.3.1. A Figura 4.15 ilustra

a desinfecção utilizando o agitador magnético como câmara de contato entre o desinfetante e o efluente dos filtros de areia.



Figura 4.15: Desinfecção utilizando o agitador magnético como câmara de contato entre o desinfetante e o efluente dos filtros de areia.

4.5.3.1. Dosagens de Hipoclorito de Cálcio Aplicadas

TONON (2007) estudou efluentes de valas de filtração que tiveram taxas de aplicação diárias variando de 20 a 100 L m⁻² e as dosagens de hipoclorito de cálcio aplicadas foram de 1,60 e 3,25 mg L⁻¹. Em virtude dos efluentes tanto das valas de filtração quanto o proveniente dos filtros de areia terem as suas características parecidas essas dosagens foram as primeiras a serem testadas. Verificou-se que a dosagem de 3,25 mg L⁻¹ de hipoclorito de cálcio foi suficiente para atender a legislação CONAMA 357/05 que prevê para descargas em corpos receptores de classe 2 - *E. coli* ≤ 10³ NMP 100 mL⁻¹. A Equação 4.1 é utilizada para se obter a massa de hipoclorito de cálcio a ser obtida de acordo com a dosagem requerida conforme CETESB (1994).

$$P = \frac{C \cdot L}{\%B \cdot 10} \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:

P = massa do composto de cloro (g)

C = concentração de cloro livre desejado na água a ser desinfetada (mg L⁻¹)

L = volume de água a ser desinfetada (L)

% B = percentagem de cloro livre do produto comercial escolhido para emprego.

4.5.3.2. Tempo de Contato do Efluente com o Desinfetante

TONON (2007) obteve melhores resultados em relação à efetividade da desinfecção e com o cumprimento da norma que estabelece em *E. coli* $\leq 10^3$ NMP 100 mL⁻¹ para padrões de lançamento em corpos receptores um tempo de contato do efluente com o hipoclorito de cálcio de 45 minutos. Por essas razões, o tempo de contato de 45 minutos foi adotado.

4.5.4. Monitoramento dos Metais

Uma fração de efluente de cada etapa do sistema foi coletada e preparada conforme recomendado por AWWA/APHA/WEF (2005) para análise dos metais sódio, cálcio, magnésio e potássio. Esse monitoramento foi necessário para que o controle da RAS (razão de adsorção de sódio) em virtude da utilização deste efluente na cultura de roseiras.

As roseiras foram dispostas em parcelas e uma parte delas era irrigada com o efluente anaeróbio e a outra parcela irrigada com o efluente da saída dos filtros de areia, por essa razão, o controle dos metais era uma etapa imprescindível no processo. A equação 3.7 é a utilizada para o cálculo da RAS.

Com os valores obtidos o efluente final era classificado de acordo com o Diagrama da US Dept. of Agriculture (1995) que estabelece uma relação entre a RAS e a condutividade elétrica e classifica o efluente para o uso na agricultura.

4.5.5. Aplicação do Efluente Final na Cultura de Roseiras

No mesmo local onde está implantado o sistema de tratamento, uma estufa do tipo Arco foi construída, com cobertura de polietileno de baixa densidade

transparente, as laterais foram fechadas com telas de sombreamento (sombrite). As dimensões das estufas são de 16,0 m (8,0 + 8,0 m) de largura; 33,0 m de comprimento e 4,5 m de altura máxima do pé-direito, tendo uma área total de 528 m². A Figura 4.16 apresenta uma vista geral da estufa de plantio.



Figura 4.16: Vista geral da estufa de plantio.

A espécie escolhida foi a *Rosa* sp., variedade Ambiance (Figura 4.17). As mudas foram doadas pela empresa Rosas Esperança - Sítio Santo Antônio localizada em Holambra-SP.



Figura 4.17: Variedade Ambiance utilizada no experimento.

4.6. Coleta de Amostras e Análises Laboratoriais

A coleta do esgoto bruto, do efluente dos filtros anaeróbios e dos filtros de areia foram realizadas semanalmente, ao longo do período experimental que perdurou de março de 2008 até outubro de 2010.

Os frascos utilizados para a coleta de amostras para análises físico-químicas possuía volume de 2 L (tipo PET) e eram lavados, com ácido clorídrico (1:1), e em seguida, com água destilada, para evitar possíveis contaminações e interferências nos resultados finais. Para as análises microbiológicas os frascos de coleta utilizados foram lavados e autoclavados. Tal procedimento buscava a eliminação de microrganismos que pudessem interferir no resultado final do experimento.

Imediatamente após a coleta, essas amostras eram acondicionadas em uma caixa de isopor para melhor acondicionamento e protegidas da radiação ultravioleta, não comprometendo o resultado final por acontecer uma eventual desinfecção das amostras coletadas. A Figura 4.18 apresenta um esquema dos pontos de coleta das amostras.

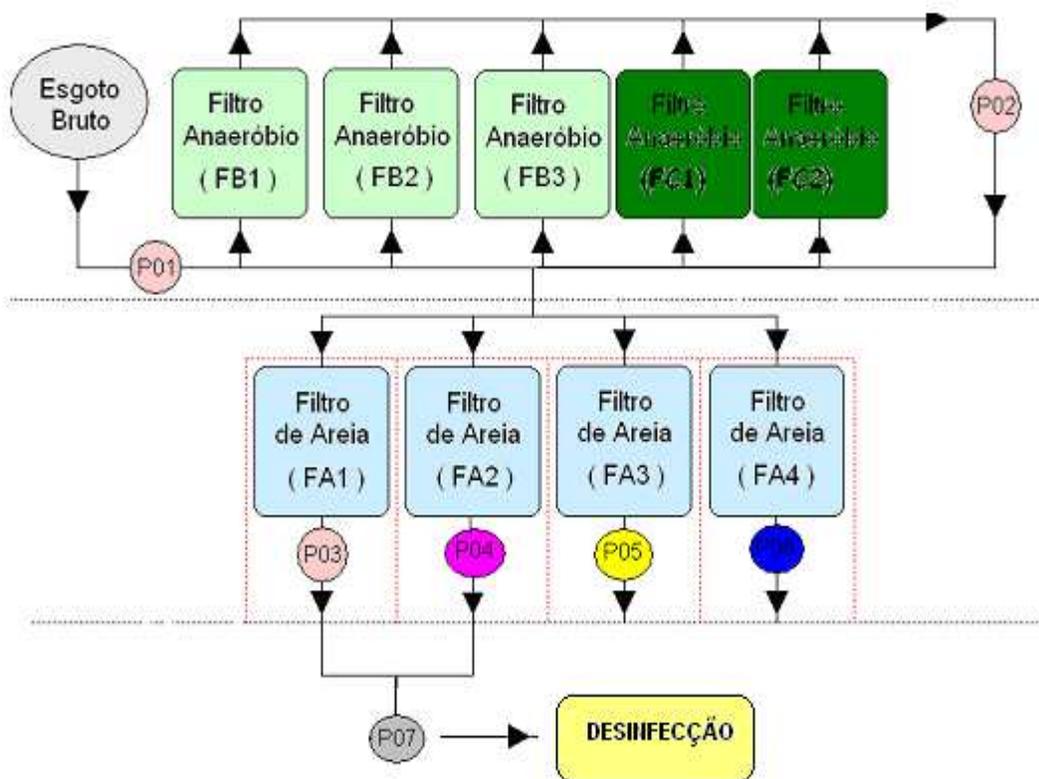


Figura 4.18: Esquema dos pontos de coleta das amostras (adaptado de TONETTI, 2008).

4.6.1. Análises Microbiológicas

4.6.1.1. Bactérias do Grupo Coliformes

A análise das amostras dos efluentes se deu no Laboratório de Saneamento (LABSAN) da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Foram determinados coliformes totais e *Escherichia coli* através do método de Substrato Cromogênico Definido ONPG-MUG, (kit Colilert[®]) descrito por AWWA/APHA/WEF (2005) que utiliza substratos hidrolisáveis para a detecção simultânea de coliformes totais e *E. coli*.

4.6.1.2. Helmintos e Protozoários

Para efeito de monitoramento, foram realizadas esporadicamente análises com relação à ocorrência de cistos e oocistos de protozoários e presença/ausência de ovos de Helmintos no efluente dos filtros anaeróbios e filtros de areia (era preparada uma amostra composta dos filtros). O volume de 10 L de amostra era coletada, e analisada de acordo com o procedimento analítico proposto pela U.S.EPA “*Control of Pathogens and Vector Attraction in Sewage Sludge*” - EPA/625/R-92/013, de julho de 2003 com algumas pequenas adaptações (USEPA, 2003).

4.6.2. Análises Físicas e Químicas

Os parâmetros físicos e químicos analisados foram os seguintes: temperatura, pH, alcalinidade, condutividade, oxigênio dissolvido (OD), turbidez, demanda bioquímica de oxigênio (DBO), demanda química de oxigênio (DQO), carbono orgânico dissolvido (COD), série do nitrogênio, fósforo total, sólidos suspensos totais, sólidos suspensos fixos e voláteis, concentração de metais: sódio, potássio, cálcio e magnésio e determinação da concentração de cloro residual livre e total.

As análises 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 de alcalinidade, onde foi empregada a metodologia exposta por Ripley *et al.* (1986), e para os compostos nitrogenados (nitrito e nitrato) e cloro residual (livre e total), foi adotado 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.

Para a análise de cloro residual livre e total foi utilizado o Method DPD – High Range, com comprimento de onda de 530 nm.

Quando a filtração das amostras se fazia necessária, foram empregados filtros de fibra de vidro Watman GF/C com poros de 0,45 µm. Na Tabela 4.5 estão apresentados os parâmetros analisados e a indicação do método empregado.

Tabela 4.5 – Parâmetros analisados e a indicação do método empregado.

Nome	Metodologia	Denominação
Alcalinidade	Ripley <i>et al.</i> (1986)	-
Carbono Orgânico Total (TOC)	5310 – B	High Temperature Combustion Method
Coliformes Totais <i>Escherichia coli</i>	9223 – B	Enzyme Substrate Test
Condutividade	2510 – A	Conductivity
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)	5210 – B	5-Day BOD Test
Demanda Química de Oxigênio (DQO)	5220 – D	Closed Reflux, Colorimetric Method
Fósforo Total	4500 – P E	Ascorbic Acid Method
Amoniacal	4500 – Nitrogen (Organic) B	Macro Kjeldahl Method
Nitrogênio Total Kjeldahl		
Nitrato	HACH 8039 e	-
Nitrito	8507	
Oxigênio Dissolvido	4500 – O G	Membrane Electrode 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
Sólidos Suspensos Voláteis		Ignited at 550 °C
Temperatura	2550	Temperature
Turbidez	2130 - B	Nephelometric Method
Cálcio e Magnésio	SM 3111-B Absorção Atômica*	-
Sódio e Potássio	Emissão Atômica	-
Livre	Method DPD –	Method 10069 e 10070
Total	High Range	

*De acordo com orientações do manual do equipamento da Perkin Elmer.

4.7. Avaliação dos Resultados

Os resultados obtidos nas análises laboratoriais de cada um dos parâmetros foram submetidos à análise estatística e confrontados com os limites apresentados nas legislações pertinentes. Deste modo, utilizou-se a CONAMA 357 (2005) para avaliar a conformidade do efluente quanto ao seu lançamento em corpos receptores. Mas em alguns casos em que a resolução federal não era eficiente, utilizou-se a legislação do Estado de São Paulo (DECRETO n° 8.468, 1976), Minas Gerais (COPAM n° 10, 1986) e Rio Grande do Sul (CONSEMA n° 128, 2006) como padrão a ser alcançado.

Em relação à possibilidade de reúso do efluente obtido, foi realizada uma comparação com a recomendação da Organização das Nações Unidas para Agricultura e Alimentação (FAO, 1994), Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB, 2006) e Organização Mundial da Saúde (OMS, 2000).

4.7.1. Análise Estatística

Os resultados obtidos foram submetidos ao tratamento estatístico fazendo-se uso do Programa Bioestat 5.0 (AYRES, 2008). Os dados foram analisados quanto à variância e as médias comparadas por meio do teste não paramétrico de Kruskal - Wallis (Teste Dunn) ao nível de 5% ($p \leq 0,05$). Além da análise estatística, os resultados obtidos foram representados em gráficos gerados pelo programa Microsoft Office Excel.

4.8. Período Analítico

A partida dos reatores empregados nesta pesquisa deu-se em julho de 2006 com o desenvolvimento do trabalho realizado por Tonetti (2008) que perdurou até dezembro de 2007. Desde então, os reatores estiveram em pleno funcionamento para o desenvolvimento deste trabalho a partir de março de 2008.

Desenvolvido durante 32 meses, totalizando 138 semanas de coleta de dados, o trabalho foi dividido em três fases distintas. Na primeira fase, os filtros de areia receberam as quantidades de efluente pré-determinada, de forma manual, totalizando 33 semanas de trabalho. Já na segunda fase do projeto, houve a automatização do sistema de aplicação do efluente anaeróbio nos filtros de areia, facilitando o emprego de quantidades maiores de efluente anaeróbio sob o leito dos filtros de areia, totalizando um período experimental de 45 semanas. Na terceira fase do projeto, as taxas de aplicação foram aumentadas, e por essa razão, o sistema de automatização foi alterado para a adequação do mesmo, totalizando 56 semanas de trabalho.

Entre as distintas fases do projeto, houve paralisações momentâneas para a lavagem dos filtros com água potável. Além disso, outras paralisações momentâneas ocorreram devido a problemas operacionais do sistema, tais como entupimento das tubulações, colmatação dos filtros de areia, interrupção do funcionamento da bomba e ajuste à instalação da automatização.

Quando ocorria a colmatação dos filtros de areia, ocorria a necessidade de raspagem e a lavagem dos primeiros 5 cm de camada de areia, que em seguida, era novamente incorporada aos filtros. Além da raspagem dos filtros, a areia era revolvida para que a aeração entre os grãos fosse mais eficiente. Por essa razão, foi incorporado ao sistema um novo sistema de aeração superior (discutido no item 4.4.1) para evitar os freqüentes entupimentos nos primeiros centímetros do leito de areia.

De acordo com a frequência compreendida entre 6 meses e 10 meses promoveu-se a remoção de uma quantidade de lodo dos filtros anaeróbios. Houve essa necessidade, pois como o controle dos parâmetros era realizado semanalmente, quando a eficiência do sistema baixava, tornava-se necessário esse procedimento. A quantidade retirada era de 5 litros de lodo de cada reator, essa quantidade não comprometia o funcionamento dos filtros anaeróbios.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. Parâmetros Físicos e Químicos

5.1.1. Temperatura

Ao longo de todo o trabalho foram registradas as temperaturas ambiente e a do leito de areia que foi representada na Figura 5.1. A média obtida para o ambiente do local da instalação do projeto foi de $24,2 \pm 5,1$ °C, enquanto que no interior do leito de areia, a média chegou a $21,9 \pm 4,6$ °C. Vale salientar que as temperaturas foram registradas perto das 9:00 horas, pois, no período da manhã as temperaturas são mais amenas, não causando interferência nos parâmetros estudados.

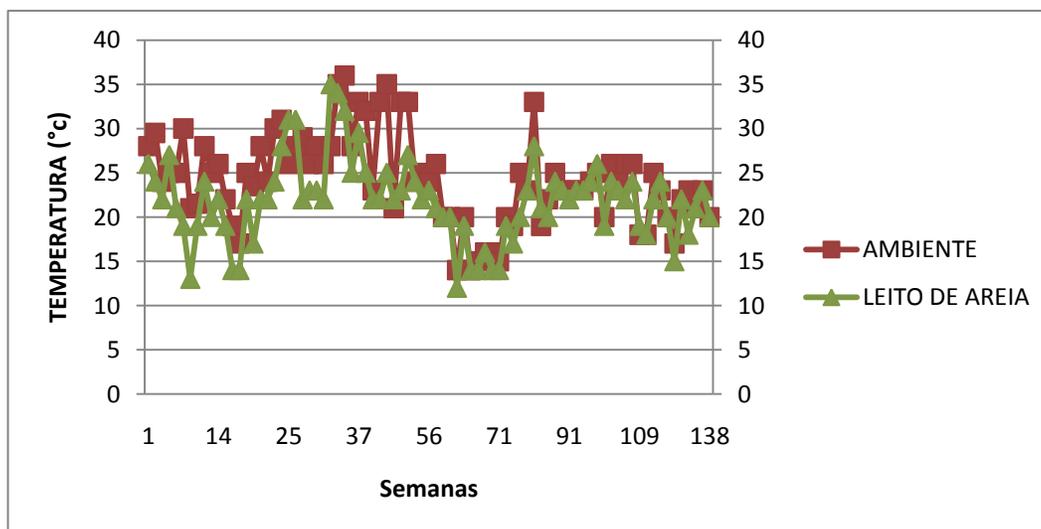


Figura 5.1: Variação da Temperatura ambiente e do leito de areia em função das semanas de coleta.

Os menores valores de temperatura foram alcançados entre a 15^a e 22^a, entre 65^a e 77^a e, entre 116^a e 129^a, esses períodos corresponderam ao período de inverno, onde a temperatura mínima registrada para o ambiente foi de 14 °C e para o leito de areia de 12 °C.

A temperatura é um dos parâmetros mais relevantes no tratamento de efluentes através dos leitos de areia, pois, esta influencia diretamente no metabolismo das bactérias responsáveis pela degradação dos compostos afluentes, em especial das bactérias nitrificantes. O crescimento das bactérias é diretamente proporcional a temperatura, isto é, se a temperatura diminuir, seu crescimento é menor, o que, conseqüentemente, diminui a taxa de nitrificação.

Observando-se a Figura 5.1 constatou-se que as temperaturas, tanto ambiente quanto do leito de areia estiveram, em sua maioria, na faixa de 28 a 32 °C e de acordo com Gerardi (2002) esta é a faixa de temperatura considerada ótima para o processo de nitrificação.

5.1.2. pH

Por meio da Figura 5.2 verificou-se a variação do pH nas diferentes etapas do projeto e também o diagrama para a variação do pH em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas, verificou-se que para o esgoto bruto a média do pH para todas as semanas analisadas foi de $7,0 \pm 0,4$ e para o efluente dos filtros anaeróbios a média do pH foi de $7,0 \pm 0,3$, indicando que o pH tanto do esgoto bruto quanto dos filtros anaeróbios ficou próximo da neutralidade.

As médias de pH encontradas apresentam-se no intervalo de pH entre 6,0 e 8,0 considerados ótimos para o processo anaeróbio, pois permite que as archeas produtoras de metano tenham seu crescimento ótimo (CHERNICHARO, 2007). Para Speece (1996) o pH deve variar entre 6,5 e 8,2 para que o reator tenha seu desempenho considerado ótimo.

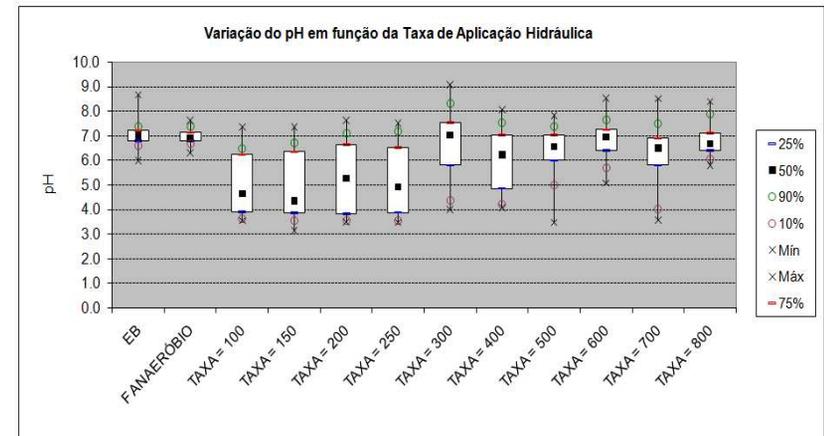
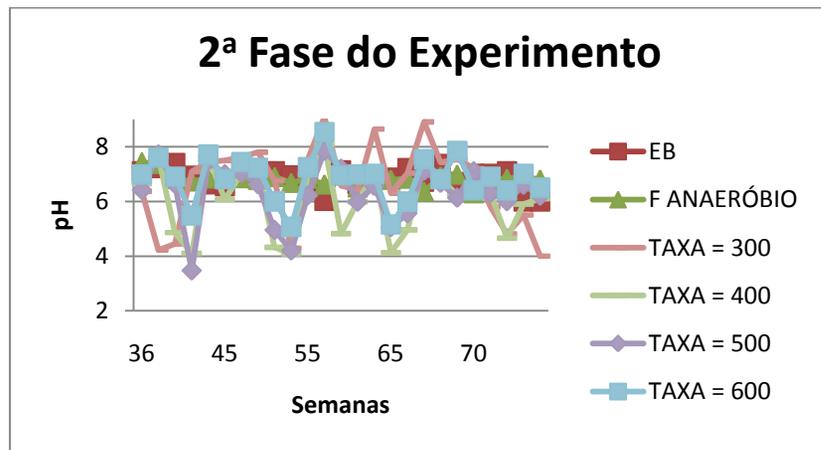
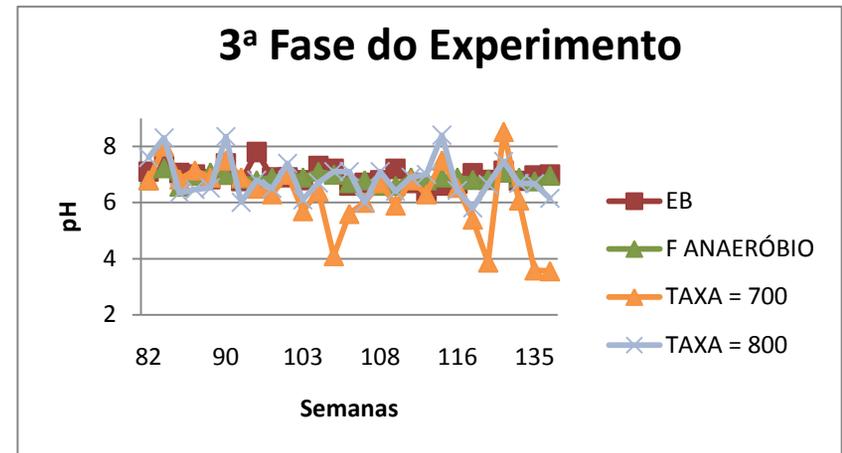
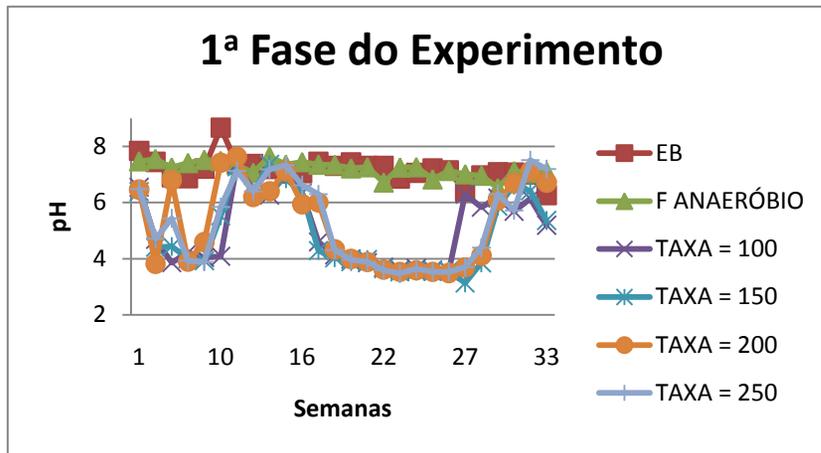


Figura 5.2: Variação do pH nas diferentes etapas do projeto e diagrama do pH em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas

Quanto aos valores das médias de pH encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até 800 L m⁻² dia⁻¹ são apresentados nas tabelas 5.1, 5.2 e 5.3.

Tabela 5.1 - Médias e desvio padrão da variável pH na 1^a Fase do Projeto.

pH	1^a Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	100	150	200	250
Média	5,0	4,9	5,3	5,2
Desvio Padrão	1,3	1,4	1,5	1,5

Tabela 5.2 - Médias e desvio padrão da variável pH na 2^a Fase do Projeto.

pH	2^a Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	300	400	500	600
Média	6,7	6,1	6,3	6,8
Desvio Padrão	1,4	1,2	1,0	0,8

Tabela 5.3 - Médias e desvio padrão da variável pH na 3^a Fase do Projeto.

pH	3^a Fase	
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	700	800
Média	6,2	6,8
Desvio Padrão	1,3	0,7

O que se verificou a partir dos resultados obtidos é que na 1^a Fase do Projeto os valores obtidos de pH dos filtros de areia foram abaixo do esperado (pH ácido), pois o que se pretendia era que o pH estivesse próximo ou igual a 7,0, e, nesse momento, houve a necessidade do emprego do composto alcalino capaz de fazer com que o pH pudesse novamente ficar próximo da neutralidade (será discutido no item 5.1.2.1).

Esse aumento da acidez pode ser explicado pelo processo de nitrificação que ocasionou o consumo de alcalinidade (Figura 5.11). Ao serem atingidos valores de pH muito abaixo de 6,5; mínimo estimado como adequado à nitrificação por Surampalli *et al.* (1997), USEPA (1993) e Metcalf e Eddy (2003), aparentemente houve uma leve inibição dos microrganismos nitrificantes, acarretando no aumento das concentrações de nitrogênio total Kjeldahl (Figura 5.15).

Na 2ª Fase do Projeto, quando as taxas de aplicação hidráulica foram elevadas, houve algumas oscilações de pH, isso se deve ao fato, do composto alcalino empregado ser um reagente controlado e sua compra não era tão fácil de ser realizada, contudo, algumas semanas esse reagente não era aplicado nos filtros de areia, fazendo com o pH sofresse uma queda no seu valor. Mas, em média, os valores de pH para os efluentes dos filtros de areia nessa fase da pesquisa estiveram próximos da neutralidade.

Já na 3ª Fase do Projeto houve algumas variações de pH apenas no reator que estava recebendo uma taxa de aplicação diária de 700 L m^{-2} , esse fato deve ter ocorrido porque os microrganismos nitrificantes poderiam estar levemente inibidos (METCALF e EDDY, 2005). Contudo, os valores das médias de pH para essa etapa da pesquisa foram de 6,2 e 6,8 para as taxas de 700 e $800 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$, respectivamente.

Análises estatísticas foram realizadas, para que haja uma maior confiabilidade em relação a discussão dos resultados e também para para saber a relação que existe entre a variável pH e as taxas de aplicação hidráulica aplicadas (Tabela 5.4).

Tabela 5.4 - Relação estatística da variável pH entre os diferentes tipos de efluentes estudados.

1ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)*	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	B
2ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	B
3ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	B

*Significa que a mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

Conclui-se a partir a análise estatística que em todas as fases do projeto os valores de pH do Esgoto Bruto e do Filtro Anaeróbio não possuem diferença estatística, mas esses valores quando comparados com os pH dos filtros de areia possuem significância estatística, ou seja, são diferentes. Quando o pH dos filtros são comparados entre si também não há diferença estatística.

Portanto, de acordo com a resolução CONAMA 357/2005 valores de pH entre 6,0 e 9,0 são considerados próprios, ou seja, os resultados obtidos obedecem à norma vigente com relação a padrões de lançamento em corpos receptores.

5.1.2.1. Adição do Composto Alcalino (K_2CO_3)

Para adequar o valor do pH aos padrões de lançamento em corpos hídricos e/ou para o emprego na agricultura foi necessário o emprego de um sal, carbonato de potássio, composto de natureza alcalina. Esta necessidade foi verificada logo na 1ª Fase do Projeto quando os valores de pH estavam muito abaixo de 6,0.

A escolha do carbonato de potássio possibilitou que o efluente final produzido pudesse ser utilizado na agricultura sem maiores complicações, já que havia íons potássio presentes nesse composto. A aplicação desse composto se deu juntamente com a aplicação do efluente anaeróbio sob o leito dos filtros de areia. Em cada aplicação foram adicionados 100 mL de uma solução de concentração 100 g L^{-1} durante todas as disposições do efluente sobre os leitos.

Tal fato possibilitou que os filtros de areia pudessem trabalhar próximos da neutralidade, a fim de se obter um completo consumo da alcalinidade e uma possível nitrificação do meio.

Em termos de custos, um comparativo com o estudo realizado por Tonetti (2008), que considerou um indivíduo com padrão de renda médio e que contribua diariamente com 130 L de esgoto (conforme NBR 7229, 1993), em uma casa com quatro moradores, gera uma contribuição mensal de esgoto de $15,6 \text{ m}^3$. Para essa quantidade de efluente gerado, ter-se-ia o consumo mensal de 3,12 Kg de carbonato de potássio. Essa demanda de sal teria um custo aproximado de R\$ 112,32 ao mês, ou equivalente a U\$ 66,86 (cotação do dia 18 de janeiro de 2011), caso fosse necessário a compra do reagente com pureza analítica.

Se os valores que Tonetti (2008) alcançou em seu período experimental fossem extrapolados para os dias atuais, o custo aproximado de carbonato de sódio gasto seria em torno de R\$ 46,25. A relação entre os dois estudos seria quase de 2,5 vezes menor o custo, caso utilizasse o carbonato de sódio. Porém,

esse reagente não é próprio para a utilização na agricultura, pois apresenta grande concentração de íons sódio.

5.1.3. Alcalinidade total (AT) e Alcalinidade Parcial (AP)

O valor médio da Alcalinidade Parcial do esgoto bruto foi de $97 \pm 28,3$ $\text{mg}_{\text{CaCO}_3} \text{L}^{-1}$, enquanto que a Alcalinidade Total atingiu $161,6 \pm 30,1$ $\text{mg}_{\text{CaCO}_3} \text{L}^{-1}$. Para von Sperling (1996) esses valores podem ser considerados como típicos para este tipo de água residuária, a qual oscila entre $110 \text{ mg}_{\text{CaCO}_3} \text{L}^{-1}$ e $170 \text{ mg}_{\text{CaCO}_3} \text{L}^{-1}$.

No efluente dos filtros anaeróbios a média da Alcalinidade Parcial foi de $176 \pm 57,7$ $\text{mg}_{\text{CaCO}_3} \text{L}^{-1}$, enquanto que a Alcalinidade Total foi de $244,8 \pm 62,3$ $\text{mg}_{\text{CaCO}_3} \text{L}^{-1}$. As Figuras 5.3 e 5.4 apresentam a variação da alcalinidade parcial e total, respectivamente, nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da alcalinidade em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

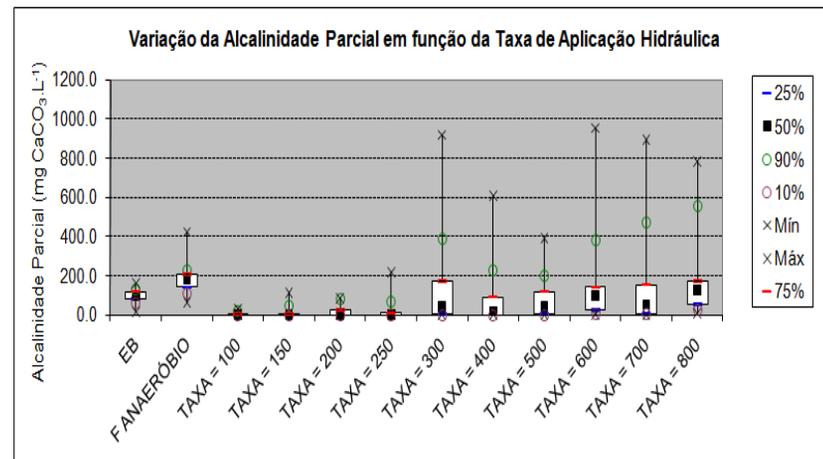
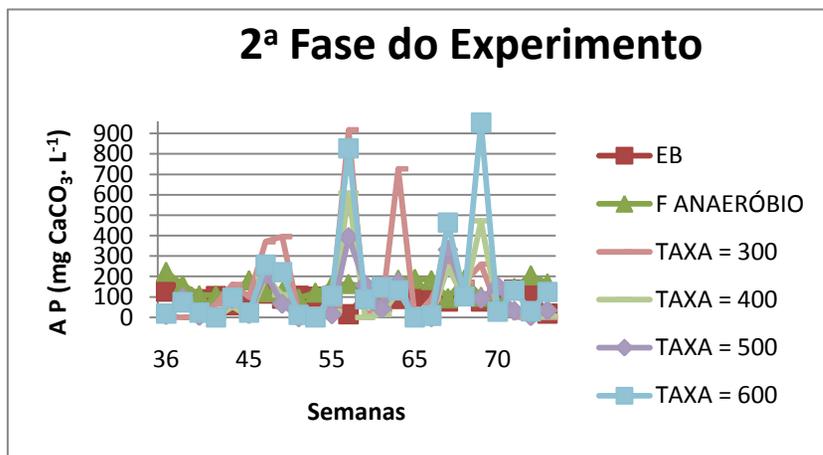
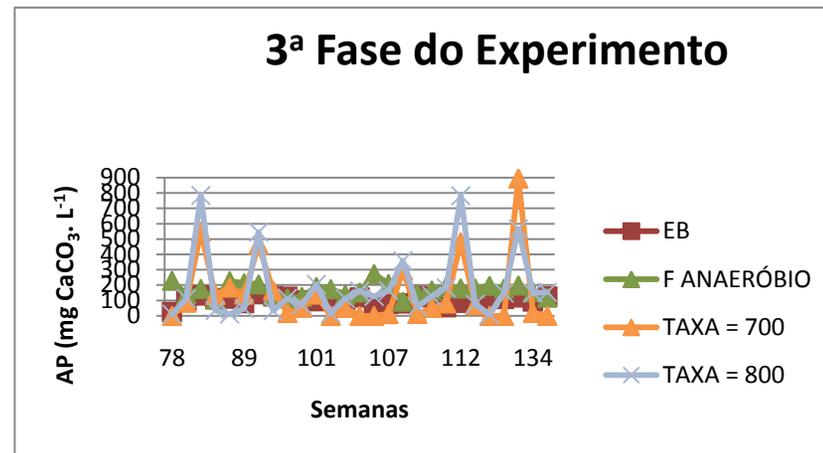
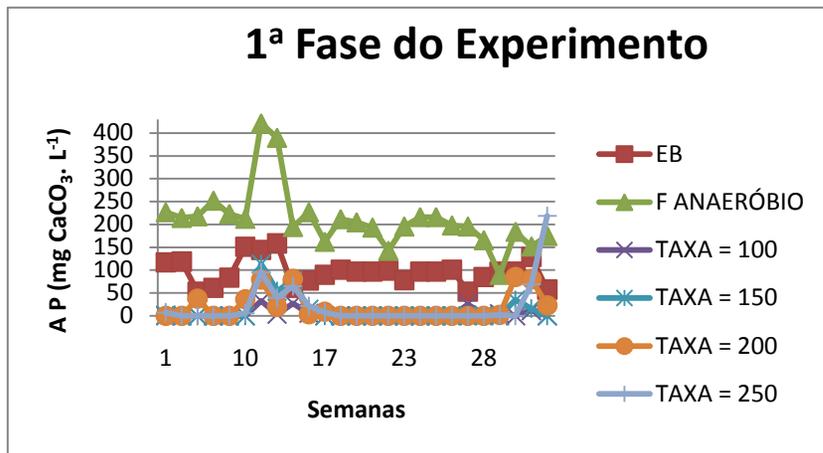


Figura 5.3: Variação da alcalinidade parcial nas diferentes etapas do projeto e diagrama da alcalinidade parcial em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

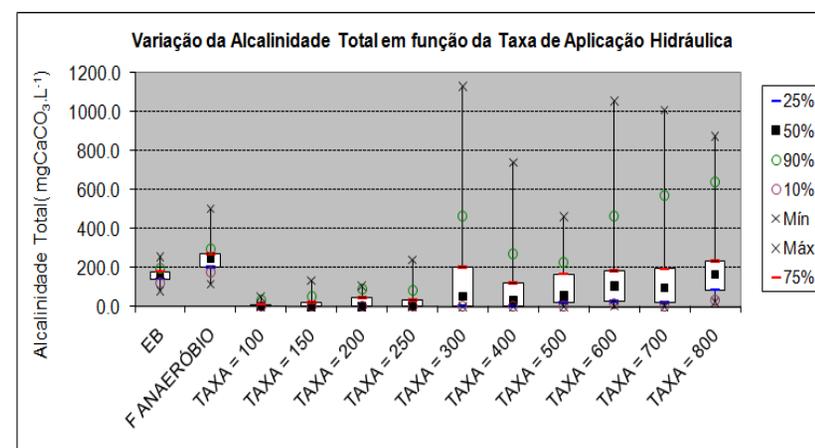
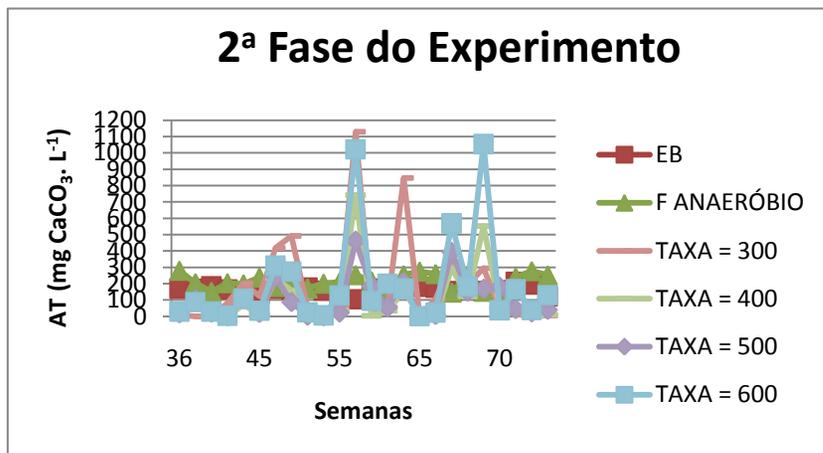
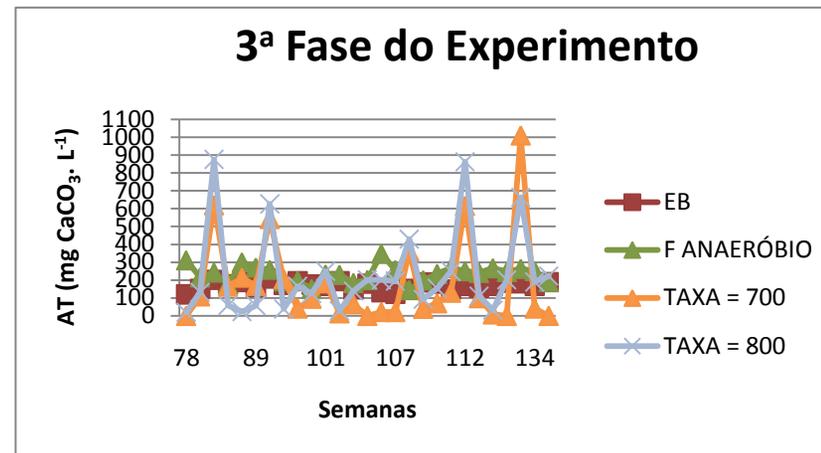
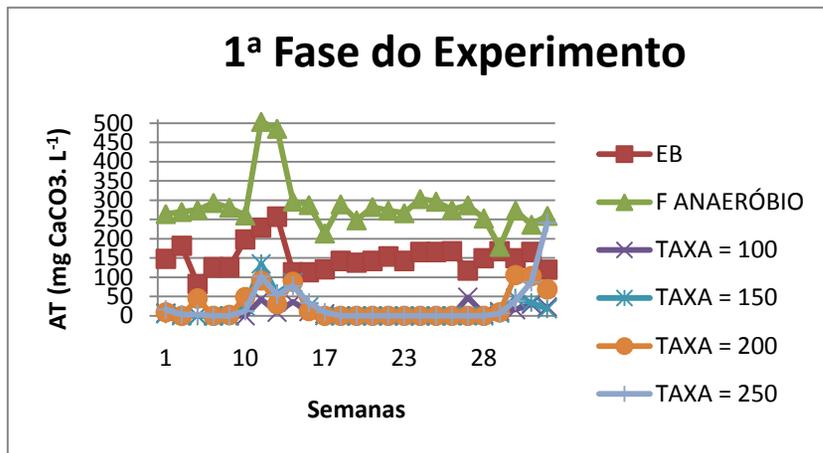


Figura 5.4: Variação da alcalinidade total nas diferentes etapas do projeto e diagrama da alcalinidade total em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

Pelos valores apresentados de alcalinidade parcial e total do esgoto bruto e do filtro anaeróbio quanto também pelas figuras 5.3 e 5.4 pode-se observar que no efluente anaeróbio são maiores. A observação da Figura 5.14 possibilita a verificação de que a concentração de N – NH₃ é, assim como a alcalinidade, maior no efluente dos filtros anaeróbios do que no esgoto bruto.

Quanto aos valores das médias de alcalinidade parcial e total encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até 800 L m⁻² dia⁻¹ são apresentados nas tabelas 5.5, 5.6 e 5.7.

Tabela 5.5 - Médias e desvio padrão as variáveis Alcalinidade Parcial e Total na 1ª Fase do Projeto.

	1ª Fase - AP				1ª Fase - AT			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	100	150	200	250	100	150	200	250
Média (mg _{CaCO3} L ⁻¹)	4,5	12,5	18,3	21,2	9,9	17,6	24,6	27,5
Desvio Padrão	9,4	28,5	30,2	48,6	14,6	33	37,3	53,9

Tabela 5.6 - Médias e desvio padrão as variáveis Alcalinidade Parcial e Total na 2ª Fase do Projeto.

	2ª Fase - AP				2ª Fase - AT			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	300	400	500	600	300	400	500	600
Média (mg _{CaCO3} L ⁻¹)	148,7	85	84,1	160,2	180	106,4	105,4	196,4
Desvio Padrão	236	152	104,6	243	283	182,7	121,6	282,8

Tabela 5.7 - Médias e desvio padrão as variáveis Alcalinidade Parcial e Total na 3ª Fase do Projeto.

pH	3ª Fase – AP		3ª Fase - AT	
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	700	800	700	800
Média (mg _{CaCO3} L ⁻¹)	145	192,5	179,3	237,2
Desvio Padrão	216	220	246,6	241,6

Constatou-se a partir da observação das Figuras 5.3 e 5.4 e também a partir da Tabela 5.5 que os valores de Alcalinidade Parcial e Total na 1ª Fase do Projeto para o efluente dos filtros de areia, apresentaram uma queda significativa no decorrer das semanas de estudo, ficando abaixo do limite de detecção a partir da 17ª semana. Essa queda abrupta pode ser fruto da nitrificação (Figura 5.16) que consumiu a alcalinidade, rompendo com o sistema tampão, trazendo como reflexo uma diminuição do pH (Figura 5.2). Para as primeiras semanas do trabalho, a alcalinidade existente possivelmente era originária do tamponamento propiciado pelos próprios leitos, que no decorrer da operação do sistema acabou sendo esgotado. Por essa razão, foi adicionado o composto alcalino (discutido no item 5.1.2.1) para criar um meio adequado às bactérias nitrificantes.

Nas etapas subseqüentes do trabalho, houve a preocupação de adicionar o composto alcalino e acompanhar o bom funcionamento do sistema a partir dos valores de alcalinidade. Porém, como descrito no item 5.1.2 em alguns períodos do trabalho, houve falta do carbonato de potássio e em decorrência disso, os valores de alcalinidade tiveram um decréscimo, chegando a estar abaixo do limite de detecção da variável.

Análises estatísticas foram realizadas, para que houvesse uma maior confiabilidade em relação a discussão dos resultados e também para para saber

a relação que existe entre a variável alcalinidade (parcial e total), e as taxas de aplicação hidráulica aplicadas, veja a tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Relação estatística da variável alcalinidade (parcial e total) entre os diferentes tipos de efluentes estudados.

1ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)*	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	B
2ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	B
3ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	B
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	B

*Significa que a mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

Verificou-se a partir da análise estatística que os valores para a alcalinidade (parcial e total) dos filtros de areia não tiveram diferença significativa. E para o efluente bruto e do filtro anaeróbio, entre si, também não tiveram diferença significativa, nas Fases 1 e 2 do projeto. Para efeito de comparação, também foram realizados testes estatísticos para as diferentes taxas de aplicação empregadas nos filtros de areia, a Tabela 5.9 apresenta os resultados obtidos para a variável alcalinidade (parcial e total) nas diferentes taxas de aplicação empregadas.

Tabela 5.9 - Resultados obtidos para a variável alcalinidade (parcial e total) nas diferentes taxas de aplicação empregadas.

Taxas de Aplicação (L m⁻² dia⁻¹)	Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
300	A	B
400		B
500	A	B
600	A	
700	A	B
800	A	B

A partir da Tabela 5.9, conclui-se que não houve diferença estatística entre as diferentes taxas de aplicação hidráulica, exceto entre as taxas de 400 e 800 L m⁻² dia⁻¹.

5.1.4. Turbidez

O valor médio da Turbidez do esgoto bruto foi de 115,9 ± 67,7 UT, enquanto que para o efluente anaeróbio, a média da Turbidez alcançada foi de 75 ± 35,4 UT. Houve uma remoção de 35,3 % da turbidez do esgoto bruto para o efluente dos filtros anaeróbios. Atribui-se este desempenho a pouca degradação da matéria orgânica (Figura 5.10), combinado a isso, nesse período experimental não ocorreu manutenção e limpeza da caixa de armazenamento do efluente anaeróbio. Com o decorrer dos anos de pesquisa (desde 2007 com Tonetti), nessa caixa ficou armazenada uma quantidade considerável de lodo que não foi descartado e que ficou acumulado, aumentando a turbidez do efluente anaeróbio.

Quanto aos valores das médias de turbidez encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até 800 L m⁻² dia⁻¹ são apresentadas nas tabelas 5.10, 5.11 e 5.12.

Tabela 5.10 - Médias e desvio padrão da variável Turbidez na 1ª Fase do Projeto.

Turbidez	1ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	100	150	200	250
Média (UT)	4,3	4,3	3,0	3,2
Desvio Padrão	2,8	2,6	2,6	3,2

Tabela 5.11 - Médias e desvio padrão da variável Turbidez na 2ª Fase do Projeto.

Turbidez	2ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	300	400	500	600
Média (UT)	2,8	1,9	2,2	3,1
Desvio Padrão	2,2	2,0	1,5	2,4

Tabela 5.12 - Médias e desvio padrão da variável Turbidez na 3ª Fase do Projeto.

Turbidez	3ª Fase	
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	700	800
Média (UT)	4,3	7,0
Desvio Padrão	3,4	10,1

A Figura 5.5 apresenta a variação da turbidez nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da turbidez em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

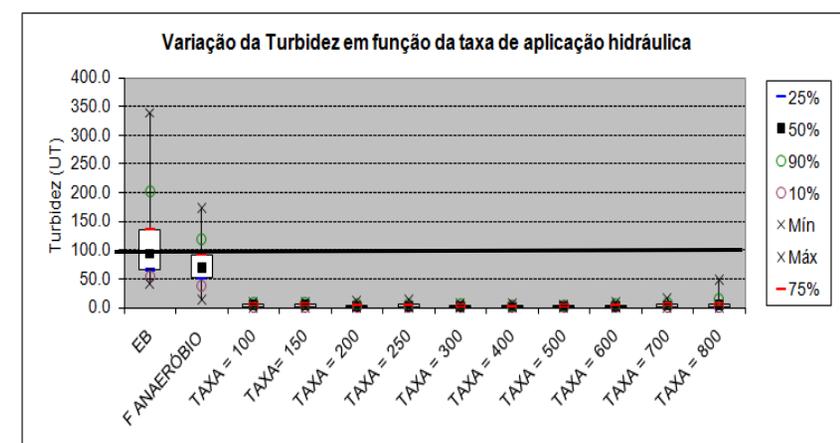
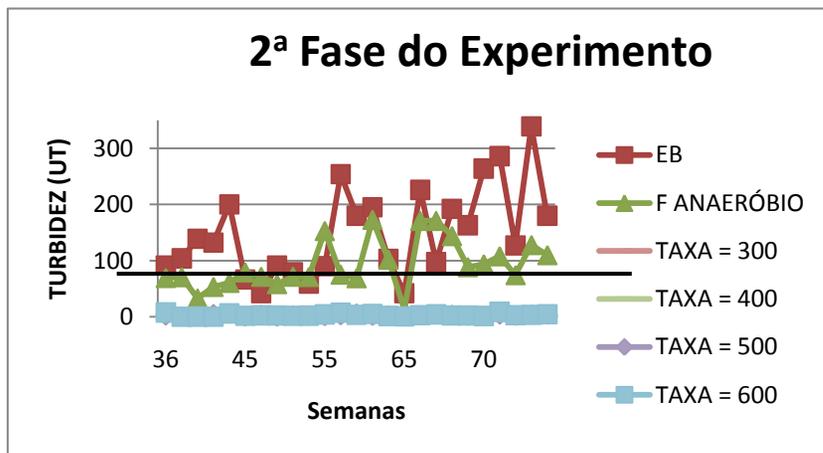
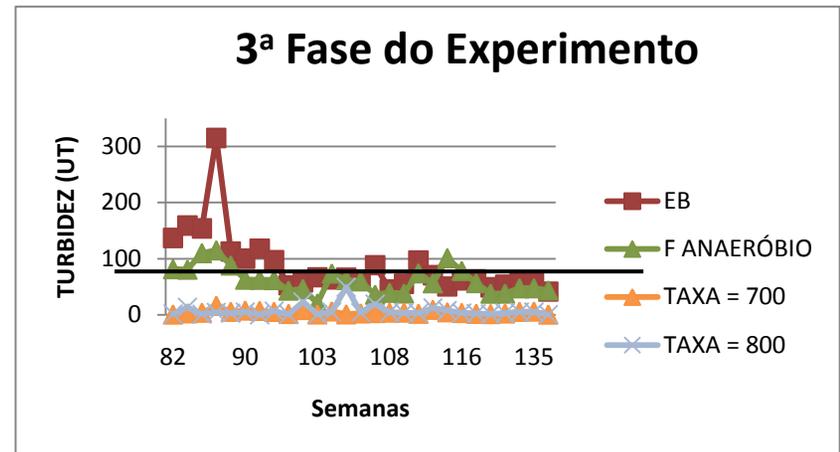
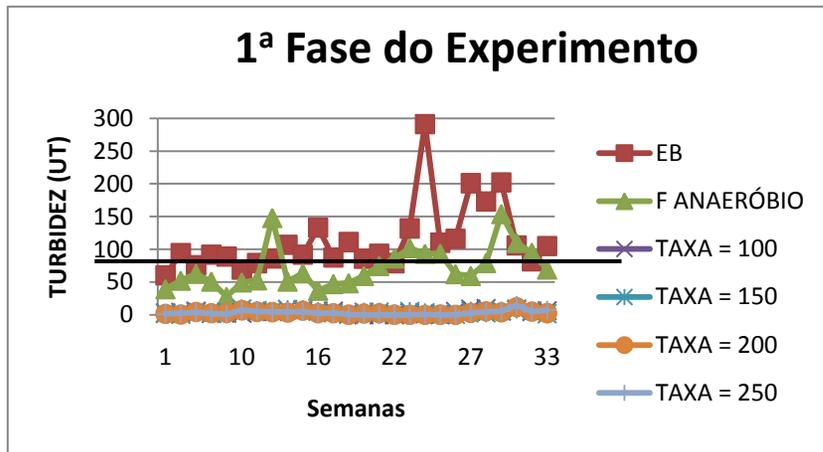


Figura 5.5: Variação da turbidez nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da turbidez em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

Observa-se a partir da Figura 5.5 e também das tabelas 5.10, 5.11 e 5.12 que a grande maioria dos resultados da turbidez estão abaixo do limite máximo de 100 UT estipulado para padrão de qualidade de água, em rios de classe 2 e 3 (CONAMA, 357, 2005). Em relação a porcentagem de remoção da turbidez, no caso do efluente dos filtros de areia, que tiveram uma turbidez média geral de 4,0 UT, houve uma remoção de 96,5 % em relação ao esgoto bruto.

A Turbidez também foi monitorada devido a sua conhecida interferência sobre processos de desinfecção, pois por meio das partículas suspensas há oclusão dos organismos patogênicos. Diversos autores destacam que uma boa remoção de turbidez contribui na posterior desinfecção do efluente, visto que a presença de sólidos em suspensão podem servir de proteção para os microrganismos patogênicos.

Análises estatísticas foram realizadas, para uma maior confiabilidade em relação a discussão dos resultados e também para para saber a relação que existe entre a variável turbidez e as taxas de aplicação hidráulica aplicadas, veja a tabela 5.13.

Tabela 5.13 - Relação estatística da variável turbidez entre os diferentes tipos de efluentes estudados.

1ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)*	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	B
2ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	B
3ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	B

*Significa que a mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

A estatística revela que o esgoto bruto e o efluente anaeróbio não apresentaram diferença estatística entre os dados encontrados, mas quando comparados esses dois efluentes com os dos filtros de areia, eles possuem diferença estatística. Para o efluente dos filtros de areia, não houve diferença significativa entre os dados encontrados (Kruskal – Wallis 5 %), sendo que todos possuíam valores abaixo do limite máximo exigido tanto para corpos receptores de classe 2 e 3 quanto para de classe 1 que é 40 UT. Desse modo, garante-se condições, quanto a este parâmetro, para seu emprego na recreação de contato primário e na irrigação de hortaliças, plantas frutíferas e de parques, além da aquicultura e a pesca.

Verificou-se também que na 3ª Fase do Projeto, quando os filtros de areia receberam as maiores taxas de aplicação, os valores de Turbidez também foram aumentados. Isso se deve ao fato de partículas suspensas poderem estar sendo arrastadas juntamente com o efluente, resultando numa coloração ligeiramente amarelada, observada a partir da adição do composto alcalino.

Uma hipótese para essa particularidade, levantada por Tonetti (2008) seria que a correção do pH do meio, pode ter facilitado a dissolução da matéria orgânica e houve o desprendimento de uma parcela do biofilme, porém os valores de DBO e DQO não sofreram alteração significativa.

Para a avaliação das diferentes taxas de aplicação hidráulica empregadas nos filtros de areia, foram realizados testes estatísticos a fim de se obter resultados mais conclusivos em relação a eficiência do sistema (Tabela 5.14).

Tabela 5.14 - Resultados obtidos para turbidez nas diferentes taxas de aplicação empregadas.

Taxas de Aplicação (L m⁻² dia⁻¹)	Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
300	A	B
400		B
500	A	B
600	A	B
700	A	
800	A	

A Tabela 5.14 mostra que houve apenas diferença estatística entre as taxas de 400 e 700 L m⁻² dia⁻¹ e 400 e 800 700 L m⁻² dia⁻¹, para as demais taxas de aplicação, os valores obtidos podem ser considerados iguais estatisticamente.

5.1.5. Condutividade

O valor médio da Condutividade para o esgoto bruto foi de $791,5 \pm 108,1 \mu\text{S cm}^{-1}$ ($0,791 \text{ dS m}^{-1}$), enquanto que para o efluente anaeróbio, a média da Condutividade alcançada foi de $906,3 \pm 114,4 \mu\text{S cm}^{-1}$ ($0,906 \text{ dS m}^{-1}$). Em todo o período experimental, a condutividade do efluente anaeróbio foi superior ao valor alcançado pelo esgoto bruto. Segundo Tonetti (2008), essa característica é explicada pela maior mineralização das substâncias presentes no esgoto bruto após a passagem pelo reator anaeróbio, que degradava as moléculas complexas transformando-as em monômeros, tais como ácidos orgânicos e nitrogênio amoniacal, os quais acabavam contribuindo com o aumento dos valores de condutividade. A Figura 5.6 apresenta a variação da condutividade nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da condutividade em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

Quanto aos valores das médias de condutividade encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até $800 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ são apresentados nas tabelas 5.15, 5.16 e 5.17.

Tabela 5.15 - Médias e desvio padrão da variável condutividade na 1ª Fase do Projeto.

Condutividade	1ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica ($\text{L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$)	100	150	200	250
Média ($\mu\text{S cm}^{-1}$)	916,2	914,4	870,7	895,2
Desvio Padrão	113,8	121,6	116,5	123,7

Tabela 5.16 - Médias e desvio padrão da variável condutividade na 2ª Fase do Projeto.

Condutividade	2ª Fase			
	300	400	500	600
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	300	400	500	600
Média (μS cm ⁻¹)	1159	908,7	868,1	994,6
Desvio Padrão	620,6	386,4	285	484,1

Tabela 5.17 - Médias e desvio padrão da variável condutividade na 3ª Fase do Projeto.

Condutividade	3ª Fase	
	700	800
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	700	800
Média (μS cm ⁻¹)	882,1	961,3
Desvio Padrão	329	424,4

A expectativa inicial, contrária a encontrada por TONETTI (2004 e 2008), era que a condutividade dos efluentes dos filtros de areia, fosse superior as encontradas no esgoto bruto e no efluente anaeróbio. Esse fato se deve aos leitos de areia que propiciaram uma ampliação da degradação do afluente, constatada pela diminuição nos valores de DBO, DQO e COD (Figuras 5.9, 5.10, 5.11 e 5.12) e pela avançada nitrificação (Figura 5.16).

Além disso, neste período houve também uma redução na concentração de fósforo total (Figura 5.13) que sua vez é um contribuinte valioso para o aumento da condutividade. Quanto ao nitrogênio amoniacal que foi oxidado a nitrato, tem-se que ambos possuem valores de condutividade equivalente, não influenciando na diferença de valores entre o afluente e o efluente (LIDE, 2008 *apud* TONETTI, 2008).

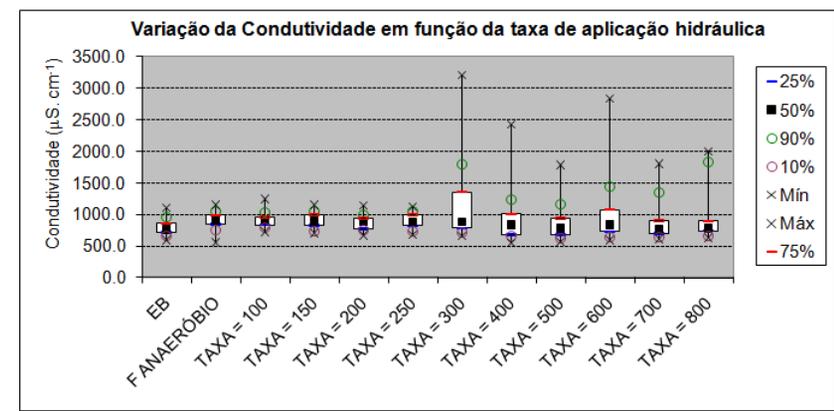
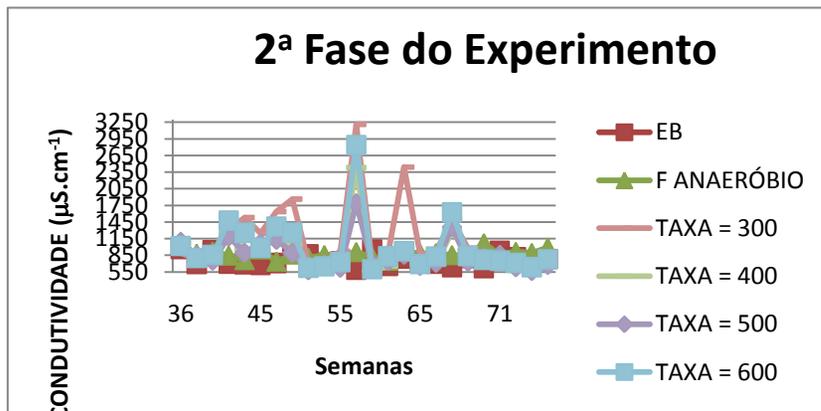
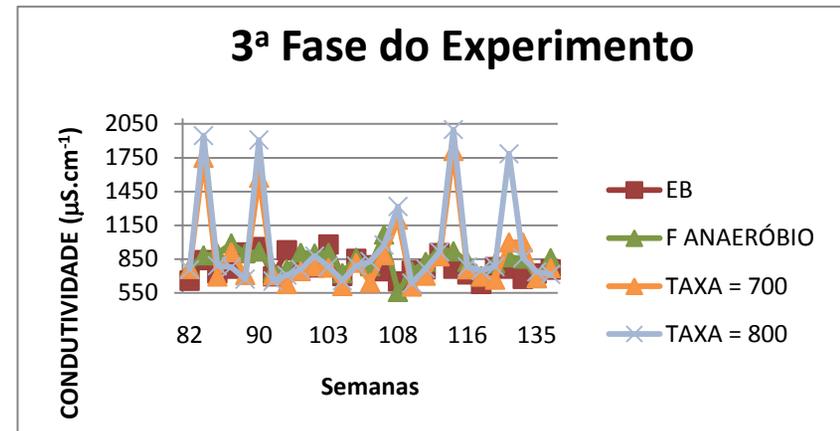
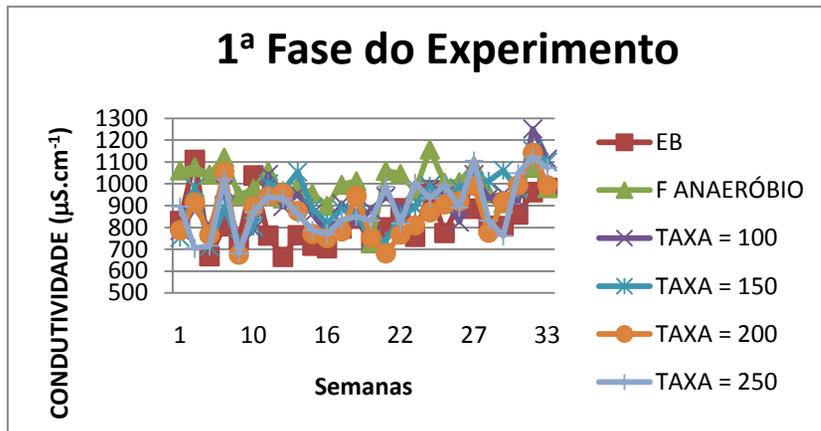


Figura 5.6: Variação da Condutividade nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da Condutividade em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

Pelos resultados apresentados tanto na Figura 5.6 quanto nas Tabelas 5.14, 5.15 e 5.16, é possível perceber que a grande maioria dos efluentes dos filtros de areia tem a condutividade acima do limite máximo de $700 \mu\text{S cm}^{-1}$ ($0,700 \text{ dS m}^{-1}$) e $750 \mu\text{S cm}^{-1}$ ($0,750 \text{ dS m}^{-1}$) estipulados, respectivamente, pela FAO (1994) e pela CETESB (2006) para o uso na irrigação sem nenhum grau de restrição. Entretanto, todos os valores encontrados estão abaixo de $3000 \mu\text{S cm}^{-1}$ (3 dS m^{-1}), ou seja, podem ser usados sem grau de restrição severo em solos bem drenados, com cultivo de espécies que tenham tolerância salina (FAO, 1994).

Por essa razão, a variável condutividade terá atenção especial no item 5.3 quando o efluente final será classificado quanto ao seu uso na agricultura. Vale salientar também que, a condutividade aumentou a medida que o composto alcalino foi adicionado aos leitos de areia. Análises estatísticas foram realizadas e os resultados foram apresentados na Tabela 5.18, vale salientar que para a 3ª Fase do Projeto não houve estatística.

Tabela 5.18 - Relação estatística da variável condutividade entre os diferentes tipos de efluentes estudados.

1ª Fase do Projeto		
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)*		
Esgoto Bruto	A	
Filtro Anaeróbio		B
T = $100 \text{ L m}^{-2} \text{ d}^{-1}$	A	B
T = $150 \text{ L m}^{-2} \text{ d}^{-1}$	A	B
T = $200 \text{ L m}^{-2} \text{ d}^{-1}$	A	
T = $250 \text{ L m}^{-2} \text{ d}^{-1}$	A	
2ª Fase do Projeto		
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)		
Esgoto Bruto	A	
Filtro Anaeróbio	A	B
T = $300 \text{ L m}^{-2} \text{ d}^{-1}$		B
T = $400 \text{ L m}^{-2} \text{ d}^{-1}$	A	B
T = $500 \text{ L m}^{-2} \text{ d}^{-1}$	A	B
T = $600 \text{ L m}^{-2} \text{ d}^{-1}$	A	B

*Significa que a mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

Pela estatística verifica-se que na 1ª Fase do Projeto há diferença significativa entre o esgoto bruto e o efluente do filtro anaeróbio. Em relação aos efluentes dos filtros de areia eles podem ser considerados iguais estatisticamente.

5.1.6. Oxigênio Dissolvido (OD)

O valor médio da concentração de Oxigênio Dissolvido para o esgoto bruto foi de $2,0 \pm 1,0 \text{ mgO}_2 \text{ L}^{-1}$, enquanto que para o efluente anaeróbio, a média da concentração de Oxigênio Dissolvido alcançada foi de $1,8 \pm 1,2 \text{ mgO}_2 \text{ L}^{-1}$. A Figura 5.7 apresenta a variação da concentração de Oxigênio Dissolvido nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de OD em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

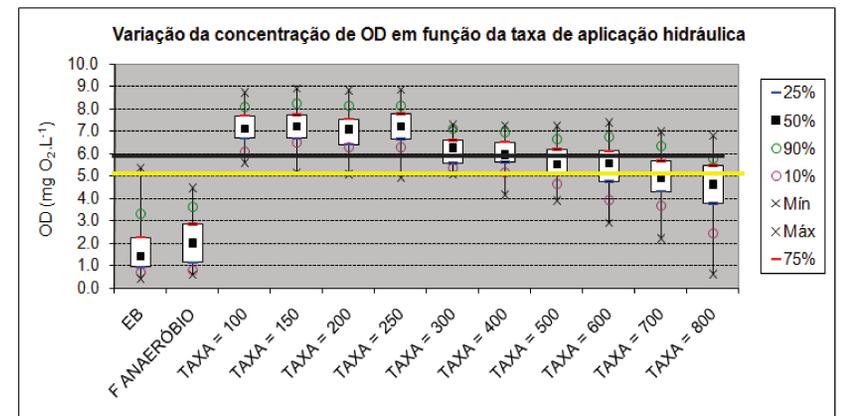
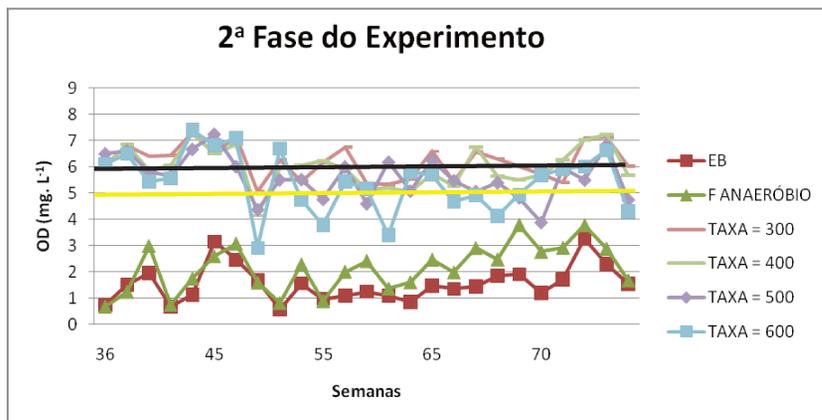
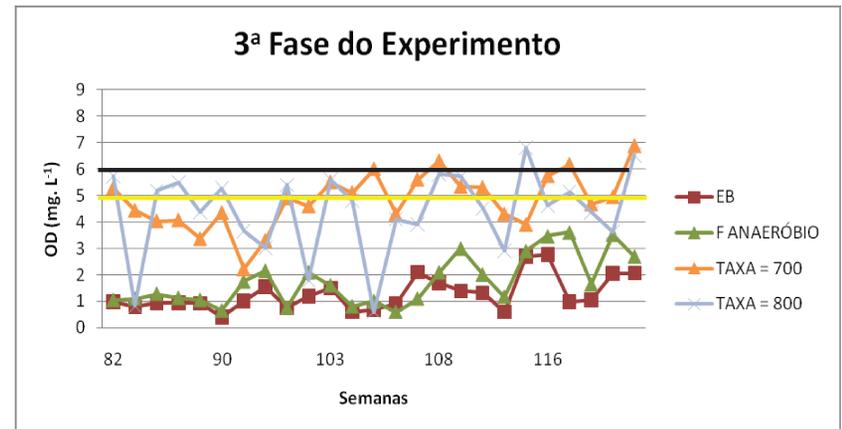
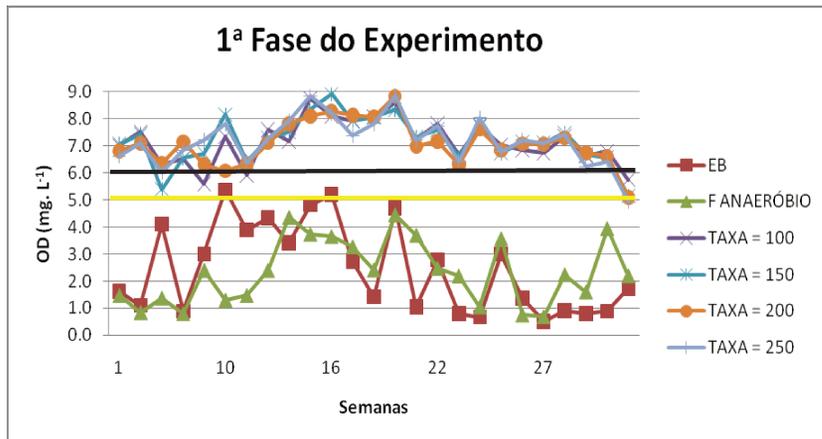


Figura 5.7: Variação da concentração de Oxigênio Dissolvido nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de OD em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

Quanto aos valores das médias da concentração de OD encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até 800 L m⁻² dia⁻¹ são apresentadas nas tabelas 5.19, 5.20 e 5.21.

Tabela 5.19 - Médias e desvio padrão da variável concentração de OD na 1^a Fase do Projeto.

Oxigênio Dissolvido (OD)	1^a Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	100	150	200	250
Média (mgO ₂ L ⁻¹)	7,1	7,2	7,1	7,2
Desvio Padrão	0,8	0,9	0,8	0,9

Tabela 5.20 - Médias e desvio padrão da variável concentração de OD na 2^a Fase do Projeto.

Oxigênio Dissolvido (OD)	2^a Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	300	400	500	600
Média (mgO ₂ L ⁻¹)	6,2	6,0	5,6	5,4
Desvio Padrão	0,7	0,8	0,8	1,2

Tabela 5.21 - Médias e desvio padrão da variável concentração de OD na 3^a Fase do Projeto.

Oxigênio Dissolvido (OD)	3^a Fase	
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	700	800
Média (mgO ₂ L ⁻¹)	5,0	4,4
Desvio Padrão	1,1	1,5

Verifica-se através dos resultados expressados tanto na Figura 5.7 quanto nas tabelas 5.19, 5.20 e 5.21 que em todas as taxas de aplicação hidráulicas empregadas, com exceção da taxa de $800 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$, os valores para a concentração de oxigênio dissolvido ficaram acima do limite mínimo permitido para o enquadramento em um corpo de classe 2, podendo estar ainda, um corpo de classe 1 (CONAMA, 357).

Outro fato interessante é que apesar dos efluentes dos filtros de areia terem sido submetidos a um processo de nitrificação e de remoção de matéria orgânica (Figuras 5.16 e 5.10, respectivamente) não deixaram de demonstrar uma grande capacidade de aeração nos leitos. Um dos fatores que podem ter ajudado nesse processo foi a aplicação intermitente de efluente sob o leito dos filtros de areia que possibilitou a ocorrência de um intervalo de tempo para o restabelecimento da atividade bacteriana.

Outro fator importante nesse processo, foi a implantação da aeração natural superior, que foi implantada entre o final da 2ª Etapa do Projeto e início da 3ª Etapa do Projeto. Análises estatísticas foram realizadas e os resultados foram explanados na tabela 5.22.

Tabela 5.22 - Relação estatística da variável concentração de OD entre os diferentes tipos de efluentes estudados.

1ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)*	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	B
2ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	B
3ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	B

*Significa que a mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

Pela estatística, observou-se que os valores da concentração de OD tanto do esgoto bruto quanto do filtro anaeróbio não tiveram diferença significativa, assim como para as diferentes taxas de aplicação empregadas os valores de OD são iguais estatisticamente. Um comparativo foi realizado para a verificação da estatística em relação as diferentes taxas de aplicação hidráulica empregadas nos filtros de areia (Tabela 5.23).

Tabela 5.23 - Resultados obtidos para a concentração de OD nas diferentes taxas de aplicação empregadas nos filtros de areia.

Taxas de Aplicação (L m⁻² dia⁻¹)	Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)		
300	A		
400	A		
500	A	B	
600	A	B	C
700		B	C
800			C

Verificou-se que as taxas de aplicação hidráulica de 300 a 600 L m⁻² dia⁻¹ foram consideradas iguais estatisticamente, o mesmo pode ser visto entre as taxas de 700 e 800 L m⁻² dia⁻¹, portanto, para a estatística, há diferença entre as taxas de aplicação hidráulica.

5.1.7. Sólidos em Suspensão

O valor médio da concentração de Sólidos em Suspensão Totais (SST) para o esgoto bruto foi de 185,4 ± 94,3 mg L⁻¹, enquanto que para o efluente anaeróbio, a média da concentração de Sólidos em Suspensão Totais alcançada foi de 70,6 ± 47 mg L⁻¹. Esses resultados indicam uma remoção média de 61,9 ± 24,6% de Sólidos Suspensos Totais da passagem do esgoto bruto pelos filtros anaeróbios. Esse comportamento foi descrito por Camargo (2000) e Cruz (2009) que utilizando os mesmos reatores de anéis de bambu e cascas de coco verde, respectivamente, alcançaram uma remoção que variou entre 60 e 80 %.

A Figura 5.8 apresenta a variação da concentração de Sólidos Suspensos Totais nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de SST em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

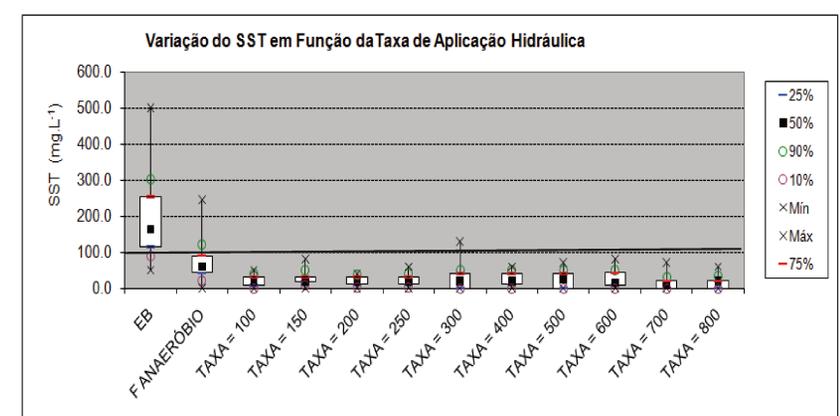
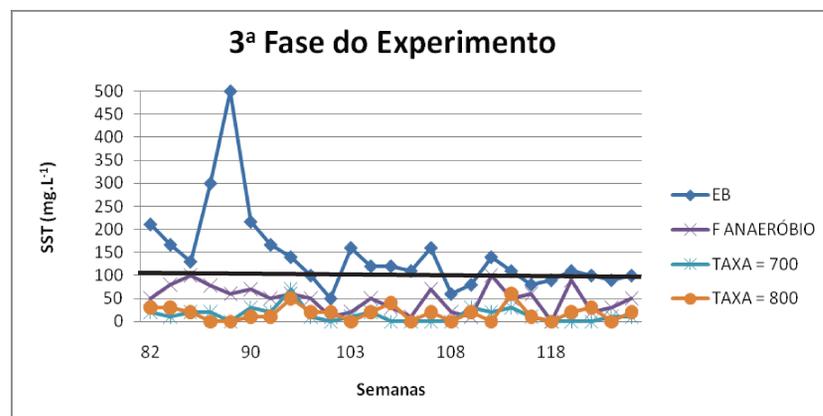
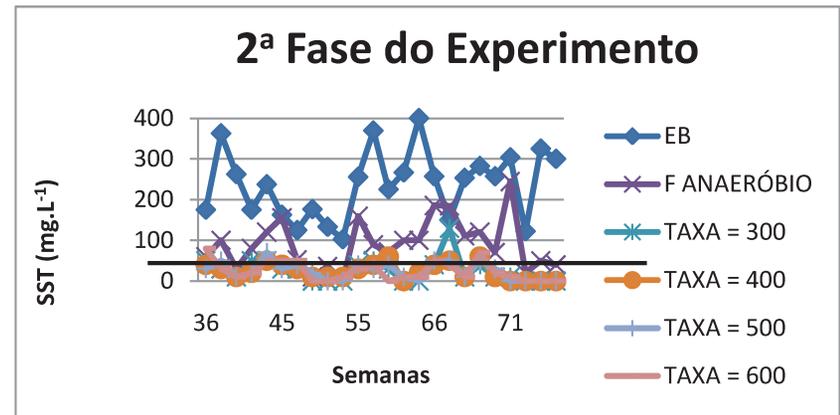
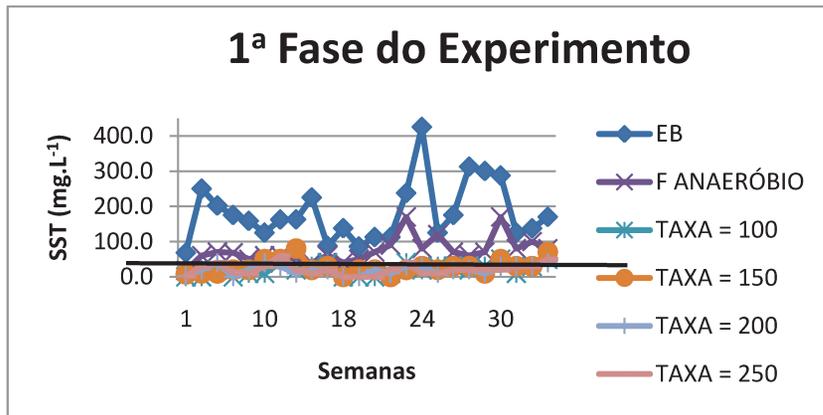


Figura 5.8: Variação da concentração dos Sólidos Suspensos Totais nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de SST em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

De acordo com Von Sperling (1996) a concentração típica de Sólidos Suspensos Totais no esgoto doméstico varia entre 200 e 450 mg L⁻¹. Deste modo, verifica-se que a água residuária empregada nessa pesquisa possuía valores inferiores a esta faixa. Segundo Tonetti (2008), as hipóteses mais plausíveis para tal acontecimento seria a necessidade de bombeamento do esgoto, que provavelmente comprometia o transporte do material particulado, ou então, que a água residuária empregada nessa pesquisa realmente possuía tal característica, independentemente do seu recalque.

Nota-se, pela Figura 5.8, que a grande maioria das amostras coletadas encontra-se abaixo de 100 mg L⁻¹, valor da concentração máxima diária permitida para o lançamento de sólidos suspensos em corpos hídricos pela legislação de Minas Gerais (COPAM nº 10, 1986).

Quanto aos valores das médias da concentração dos Sólidos Suspensos Totais (SST) encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até 800 L m⁻² dia⁻¹ estão apresentados nas tabelas 5.24, 5.25 e 5.26.

Tabela 5.24 - Médias e desvio padrão da variável concentração de SST na 1ª Fase do Projeto.

Sólidos Suspensos Totais (SST)	1ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	100	150	200	250
Média (mg L⁻¹)	20,4	27,4	20,1	21
Desvio Padrão	16,5	20,2	12,7	15,7
% Remoção*	79,6	82,7	88	87,5

Tabela 5.25 - Médias e desvio padrão da variável concentração de SST na 2ª Fase do Projeto.

Sólidos Suspensos Totais (SST)	2ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	300	400	500	600
Média (mg L ⁻¹)	25,4	23,8	24,2	24,6
Desvio Padrão	29,6	20	21,2	24
% Remoção*	87,4	88,7	88,8	88,1

*Em relação ao Esgoto Bruto

Tabela 5.26 - Médias e desvio padrão da variável concentração de SST na 3ª Fase do Projeto.

Sólidos Suspensos Totais (SST)	3ª Fase	
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	700	800
Média (mg L ⁻¹)	13,5	16,5
Desvio Padrão	15,5	16,5
% Remoção*	89,5	85,5

*Em relação ao Esgoto Bruto

As porcentagens de remoção da concentração de Sólidos Suspensos Totais do esgoto bruto até sua passagem pelos filtros de areia, completando o tratamento todo ultrapassou 80 % de eficiência. Análises estatísticas foram realizadas para melhor explanação dos resultados (veja tabela 5.27) e o que se verificou é que entre o esgoto bruto e o efluente dos filtros anaeróbios não houve diferença estatística significativa, o mesmo comportamento pode ser visto entre as diferentes taxas de aplicação hidráulica empregadas, que para a estatística, não há diferença alguma.

Tabela 5.27 - Relação estatística da variável concentração de SST entre os diferentes tipos de efluentes estudados.

1ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)*	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	B
2ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	B
3ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	B

*Significa que a mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

As percentagens de Sólidos Suspensos Voláteis (SSV) e de Sólidos Suspensos Fixos (SSF) em relação aos SST verificados nas amostras estão descritas na Tabela 5.28. Pelos valores, é possível perceber que a maior parte dos SST é formada por SSV.

Tabela 5.28 - Valor médio de Sólidos Suspensos Totais encontrados nas amostras coletadas e Porcentagem de Sólidos Suspensos Voláteis e Sólidos Suspensos Fixos em relação a esta média.

	SST	SSV		SSF	
	Média (mg L⁻¹)	Média (mg L⁻¹)	% *	Média (mg L⁻¹)	% *
Esgoto Bruto	185,4	164,4	88,4	21,0	11,6
Filtro Anaeróbio	70,6	59,1	83,7	11,5	16,3
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	20,4	11,3	55,4	9,1	44,6
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	27,4	12,6	46	14,8	54
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	20,1	11,4	56,7	8,7	43,3
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	21	10,5	50,0	10,5	50,0
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	25,4	15,4	60,6	10,0	39,4
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	23,8	15,8	66,4	8,0	33,6
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	24,2	13,8	57,0	10,4	43,0
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	24,6	15,4	62,6	9,2	37,4
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	13,5	9,2	68,1	4,3	31,9
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	16,5	10,0	60,6	6,5	39,4

*% em relação ao SST.

Nota-se que grande parte dos SST dos efluentes dos filtros de areia era composto por SSV, porém, os SSF tiveram suas porcentagens aumentadas do Esgoto Bruto para o efluente dos filtros de areia, os valores em % aumentaram de 11,6 para 41,7 % (em média). Segundo Tonetti (2008), este acréscimo pode ser fruto da degradação da matéria orgânica, que transformou uma parcela do material orgânico em inorgânico.

É importante ainda dizer que, análises estatísticas foram realizadas (Kruskal – Wallis 5 %) para as concentrações de SSF e SSV e, foi constatado que não houve diferença significativa entre os resultados do esgoto bruto e o efluente anaeróbio. Para o efluente dos filtros de areia com diferentes taxas hidráulicas

aplicadas, entre si, não tiveram nenhuma diferença estatística, demonstrando que a taxa de aplicação não é um fator que altera a eficiência de remoção de sólidos em suspensão no sistema.

Com relação a utilização do efluente final na agricultura, a porcentagem de remoção de sólidos suspensos totais foi superior a 85 % (Tabelas 5.24, 5.25 e 5.26) demonstrando a grande efetividade do conjunto em agir tanto no material suscetível a uma ação biológica como naquele somente removível pela ação da filtração física. Deste modo, tendo-se em vista a possibilidade de reúso, constata-se que o efluente teria risco baixo de obstrução dos gotejadores, pois a concentração final era inferior a 50 mg L^{-1} . Resultados parecidos com esses foram obtidos por Tonetti (2008) e por Cruz (2009), porém, utilizando-se taxas de aplicação hidráulicas sob o leito dos filtros de areia inferiores aos utilizados nessa pesquisa.

5.1.8. Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO₅)

O valor médio obtido para a Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) do esgoto bruto foi de $385,4 \pm 189,4 \text{ mgO}_2 \text{ L}^{-1}$, enquanto que para o efluente anaeróbio, a média da DBO alcançada foi de $113,7 \pm 47 \text{ mgO}_2 \text{ L}^{-1}$. Segundo Von Sperling (1996) a faixa considerada típica para efluentes domésticos é entre 200 e $500 \text{ mgO}_2 \text{ L}^{-1}$, estando portanto, dentro da faixa esperada pela literatura especializada. A Figura 5.9 apresenta a variação da concentração da Demanda Bioquímica de Oxigênio nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração da DBO em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

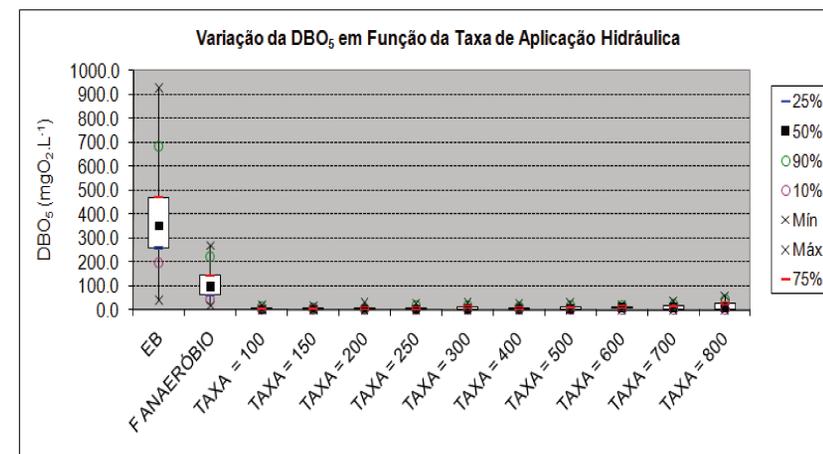
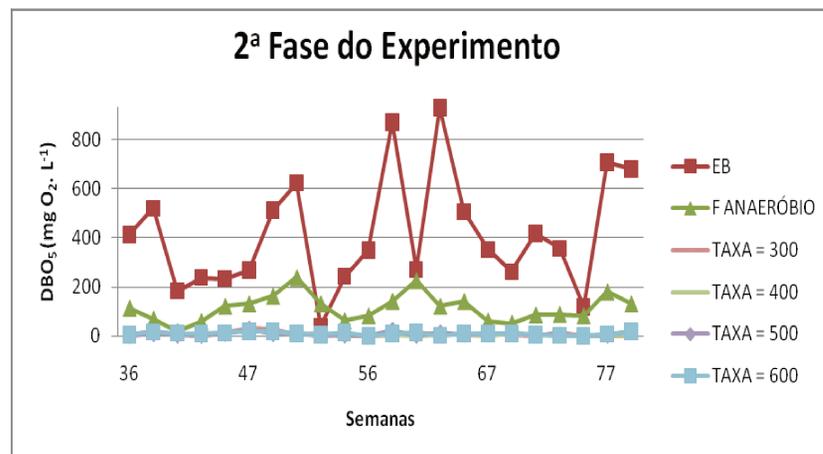
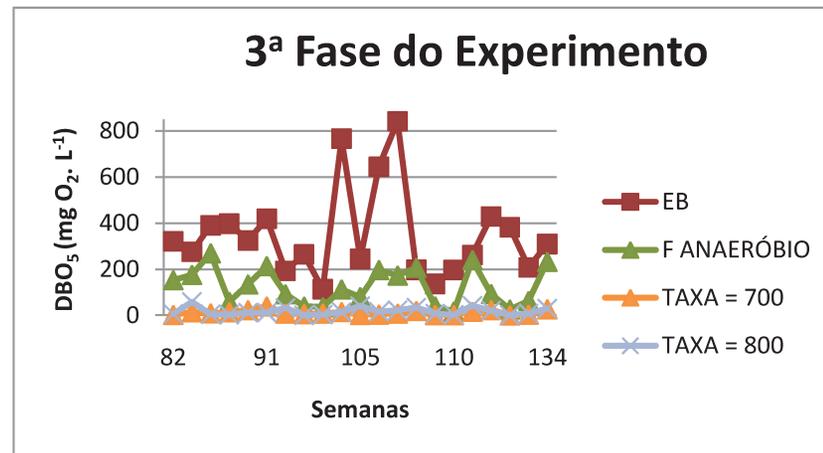
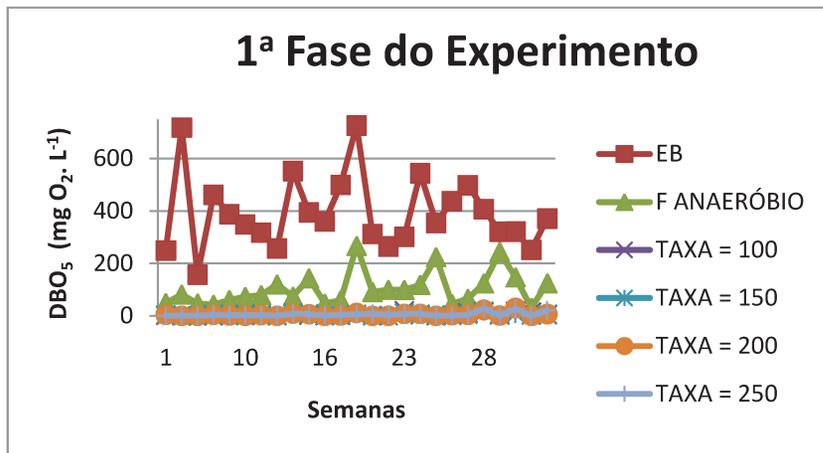


Figura 5.9: Variação da concentração da Demanda Bioquímica de Oxigênio nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração da DBO em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

Os filtros anaeróbios propiciaram uma remoção média de 63 % da DBO em relação ao esgoto bruto. Sendo considerado o tipo do efluente, os valores de remoção estão de acordo com o esperado, de 60 a 80 %, mas, a concentração final da DBO no efluente anaeróbio ultrapassou o limite máximo de 60 mgO₂ L⁻¹ permitido para o lançamento de corpos receptores (CONAMA 357, 2005). Assim torna-se necessário um pós-tratamento.

Quanto aos valores das médias da DBO encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até 800 L m⁻² dia⁻¹ foram preconizados nas tabelas 5.29, 5.30 e 5.31.

Tabela 5.29 – Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DBO na 1ª Fase do Projeto.

Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)	1ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	100	150	200	250
Média (mgO₂ L⁻¹)	4,9	4,3	4,9	5,7
Desvio Padrão	6,1	4,3	7,2	7,8
% Remoção*	95,2	98,9	98,8	98,7

*Em relação ao Esgoto Bruto

Tabela 5.30 – Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DBO na 2ª Fase do Projeto.

Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)	2ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	300	400	500	600
Média (mgO₂ L⁻¹)	8,7	6,4	8,7	10,0
Desvio Padrão	8,8	5,6	7,8	5,7
% Remoção*	97,1	97,6	96,9	95,6

Tabela 5.31 – Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DBO na 3ª Fase do Projeto.

Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)	3ª Fase	
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	700	800
Média (mgO₂ L⁻¹)	12,0	17,6
Desvio Padrão	10,1	16,4
% Remoção*	95,7	94,3

*Em relação ao Esgoto Bruto

Ao adotar os filtros de areia como pós-tratamento do efluente anaeróbio, verificou-se que houve uma remoção nos valores de DBO superiores a 94 %, possibilitando ainda que em todas as situações estudadas (variação das taxas de aplicação hidráulica) há a possibilidade de lançamento do efluente final em corpos receptores (legislação do Estado de São Paulo – decreto nº 8.468, 1976) que estipula como valor limite para o lançamento em 60 mgO₂ L⁻¹.

Verificou-se ainda pelas tabelas 5.29, 5.30 e 5.31 que os valores médios da DBO encontrados nas diferentes taxas de aplicação empregadas, que nas frequências de aplicação empregadas a eficiência dos leitos de areia era similar ao tratamento, ou seja, os filtros que recebiam as maiores taxas de aplicação acabavam degradando uma grande carga de DBO diariamente.

Esta depuração da matéria orgânica, consumidora de oxigênio no processo metabólico, não acarretou em um comprometimento do efluente quanto a concentração de oxigênio dissolvido (Figura 5.7), isso se deve ao fato da intermitência da aplicação do afluente sobre a superfície dos filtros de areia, para garantir condições aeróbias para as bactérias responsáveis pelo tratamento da matéria orgânica disponível.

Outro fator importante para se analisar é a quantidade de efluente aplicado sob o leito de areia, em estudos realizados por Tonetti (2008) que variou suas

taxas de aplicação diárias de 50 a 200 L m⁻², a eficiência de remoção da DBO foi 95 %, ao analisar que a taxa de aplicação aplicada nesse estudo foi quatro vezes maior, quando comparado a taxa máxima aplicada pelo autor em seu estudo, a eficiência de remoção permaneceu no mesmo patamar. Evidenciando assim, a necessidade em se estudar taxas de aplicação diárias superiores.

Análises estatísticas foram realizadas para melhor explanação dos resultados, e o que se verificou é que entre o esgoto bruto e o efluente dos filtros anaeróbios não houve diferença estatística significativa, o mesmo comportamento pode ser visto entre as diferentes taxas de aplicação hidráulica empregadas, ou seja, para a estatística, não há diferença alguma (Kruskal – Wallis 5 %).

5.1.9. Demanda Química de Oxigênio (DQO)

O valor médio obtido para a DQO_{total} do esgoto bruto foi de 982 ± 424,7 mgO₂ L⁻¹, enquanto que para o efluente anaeróbio, a média da DQO_{total} alcançada foi de 389,8 ± 199,2 mgO₂ L⁻¹. Deste modo, observa-se uma remoção média de 60,3 %. Para o esgoto bruto, von Sperling (1996) recomenda para águas residuárias de origem doméstica que os valores de DQO devem estar entre a faixa de 400 a 800 mgO₂ L⁻¹, portanto, nesse trabalho, a DQO_{total} está ligeiramente acima dessa faixa considerada ótima.

Para os valores de DQO_{filtrada} encontrados, observou-se que para o esgoto bruto foi de 687,1 ± 308,1 mgO₂ L⁻¹, enquanto que para o efluente anaeróbio, a média da DQO_{filtrada} alcançada foi de 282,7 ± 153,6 mgO₂ L⁻¹. Deste modo, observa-se uma remoção média de 58,9 %. As figuras 5.10 e 5.11 apresentam a variação da DQO_{total} e da DQO_{filtrada}, respectivamente, nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração da DQO em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

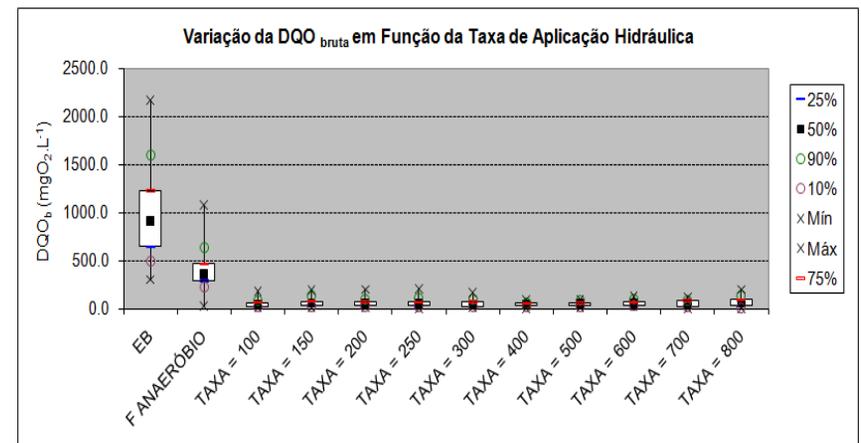
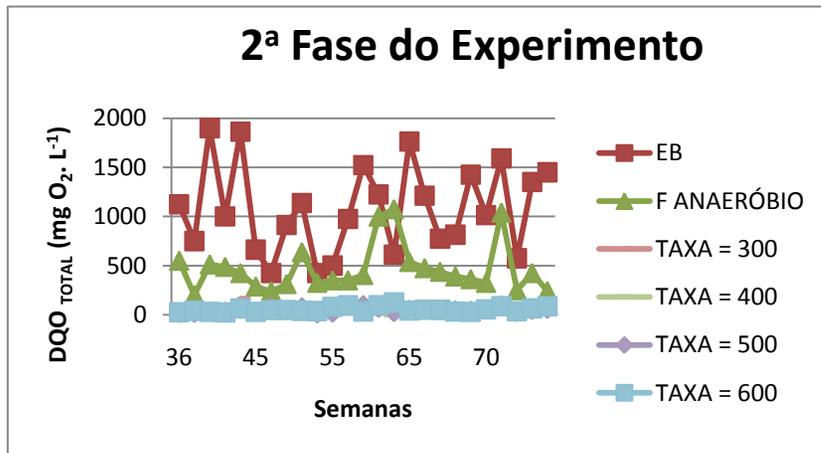
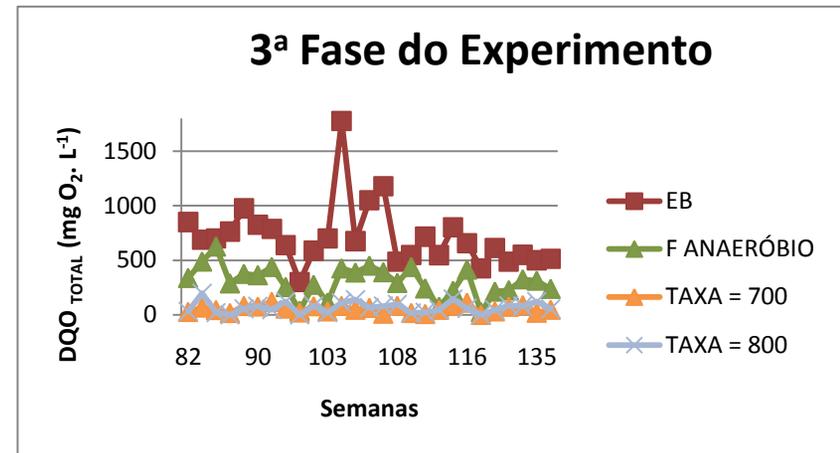
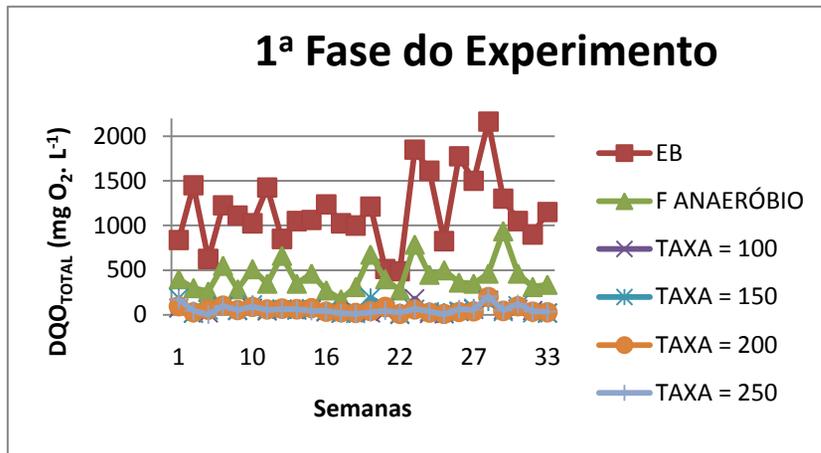


Figura 5.10: Variação da DQO_{total} nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração da DQO_{bruta} em função das taxas de aplicação aplicadas.

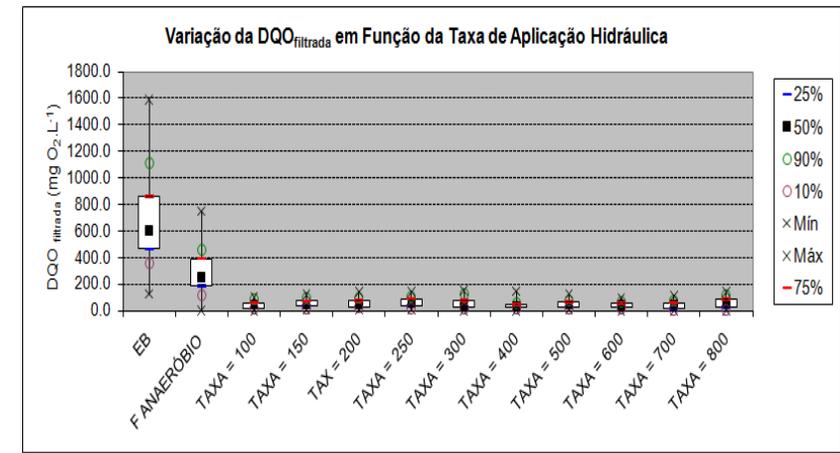
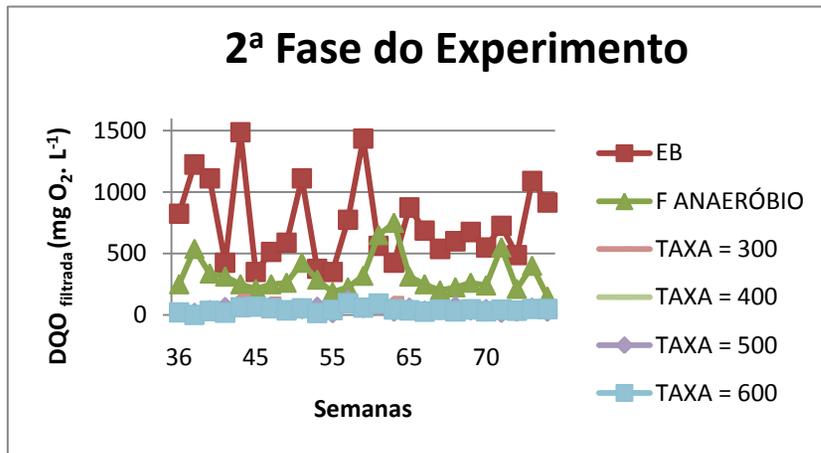
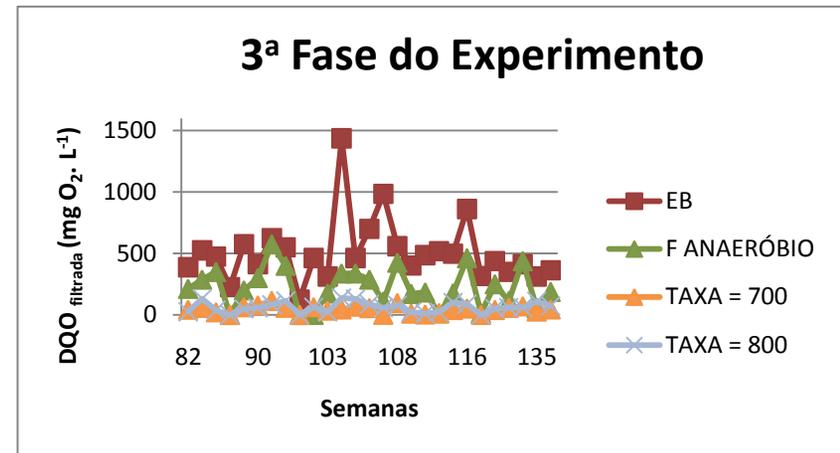
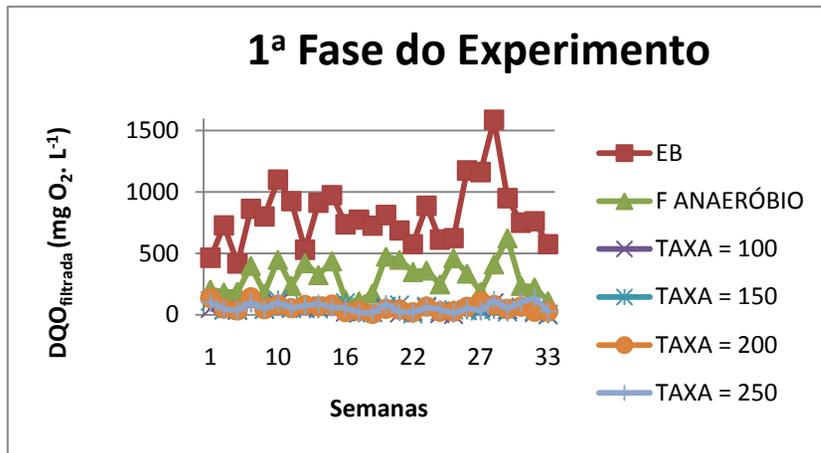


Figura 5.11: Variação da DQO_{filtrada} nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração da DQO_{filtrada} em função das taxas de aplicação aplicadas.

Quanto aos valores das médias da DQO_{total} encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até $800 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ foram apresentados nas tabelas 5.32, 5.33 e 5.34.

Tabela 5.32 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO_{total} na 1ª Fase do Projeto.

DQO_{total}	1ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica ($\text{L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$)	100	150	200	250
Média ($\text{mgO}_2 \text{ L}^{-1}$)	52	65,9	57,3	59,4
Desvio Padrão	41,9	49,8	39,6	46,8
% Remoção*	95,6	93,8	94,7	94,7

*Em relação ao Esgoto Bruto

Tabela 5.33 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO_{total} na 2ª Fase do Projeto.

DQO_{total}	2ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica ($\text{L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$)	300	400	500	600
Média ($\text{mgO}_2 \text{ L}^{-1}$)	51,8	39,8	48	54,3
Desvio Padrão	37,7	18,6	24,9	27,2
% Remoção*	94,5	95,3	94,0	93,8

*Em relação ao Esgoto Bruto

Tabela 5.34 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO_{total} na 3ª Fase do Projeto.

DQO_{total}	3ª Fase	
Taxa de aplicação Hidráulica ($\text{L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$)	700	800
Média ($\text{mgO}_2 \text{ L}^{-1}$)	54	67,7
Desvio Padrão	32,8	49,5
% Remoção*	91,8	89,9

*Em relação ao Esgoto Bruto

Avaliando os resultados de DQO_{total} obtidos nesse trabalho, a porcentagem de remoção da DQO_{total} foi de 60,3 % no filtro anaeróbio, estando dentro do esperado e recomendado por Chernicharo (2007) que indica uma porcentagem de remoção de 60 a 70 % de matéria orgânica como sendo ideal ao processo. Valores de porcentagem de remoção de matéria orgânica idênticos a esses foram obtidos por Costa Couto (1993), Camargo (2000), Tonetti (2008) e Cruz (2009).

Quando esses valores foram comparados com os resultados dos filtros de areia a porcentagem de remoção de matéria orgânica superou os 92 %. Observou-se que, em geral, ao seu aumentar as taxas de aplicação diárias a remoção da matéria orgânica foi menos eficiente.

Com relação ao cumprimento da Legislação COPAM nº 10 (1986) de Minas Gerais, a concentração máxima permitida de DQO não deve ultrapassar $90 \text{ mgO}_2 \text{ L}^{-1}$, valor este, para lançamentos em corpos receptores. Em todas as taxas de aplicação estudadas os valores obtidos foram inferiores ao permitido pela legislação, portanto, poderiam ser lançados nos corpos hídricos. Análises estatísticas para a variável DQO_{total} são apresentados na Tabela 5.36.

Quanto aos valores das médias da $DQO_{filtrada}$ encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até $800 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ são apresentados nas tabelas 5.32, 5.33 e 5.34.

Tabela 5.35 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO_{filtrada} na 1ª Fase do Projeto.

DQO_{filtrada}	1ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	100	150	200	250
Média (mgO₂ L⁻¹)	43,3	53,1	56,1	58,4
Desvio Padrão	31,3	34	34,7	42
% Remoção*	94,7	92,9	92,5	92,3

*Em relação ao Esgoto Bruto

Figura 5.36 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO_{filtrada} na 2ª Fase do Projeto.

DQO_{filtrada}	2ª Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	300	400	500	600
Média (mgO₂ L⁻¹)	49,8	38,6	47,8	43,3
Desvio Padrão	42	26,9	25,4	21,8
% Remoção*	92,0	93,4	91,9	92,7

*Em relação ao Esgoto Bruto

Figura 5.37 - Médias, desvio padrão e porcentagem de remoção da variável DQO_{filtrada} na 3ª Fase do Projeto.

DQO_{filtrada}	3ª Fase	
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	700	800
Média (mgO₂ L⁻¹)	42,7	61,9
Desvio Padrão	30	41,5
% Remoção*	88,8	83,3

*Em relação ao Esgoto Bruto

Observou-se também que a porcentagem de remoção média da DQO_{filtrada} dos filtros de areia em relação ao esgoto bruto foram superiores a 83 %. Sendo assim, confirma-se que a eficiência na remoção da DQO, tanto bruta quanto

filtrada, é igual para as taxas de aplicação diárias que variaram de 100 a 800 L m⁻².

Além disso, pode-se dizer que os filtros de areia 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 Jordão e Pessoa (2005), que o sistema é incorretamente chamado de filtro, visto que o seu funcionamento não possui apenas como explicação a filtração.

Com relação ao cumprimento da Legislação COPAM nº 10 (1986) de Minas Gerais, a concentração máxima permitida de DQO não deve ultrapassar 90 mgO₂ L⁻¹, valor este, para lançamentos em corpos receptores. Em todas as taxas de aplicação estudadas os valores de DQO_{filtrada} obtidos foram inferiores aos permitidos pela legislação, portanto, poderiam ser lançados nos corpos hídricos. A Tabela foi montada para estabelecer uma relação entre a DQO_{filtrada} e a DQO_{total} (Tabela 5.38).

Tabela 5.38 - Relação da DQO_{filtrada} e DQO_{total}.

	DQO _{bruta}	DQO _{filtrada}	%DQO _{filtrada} DQO _{total}
	Média (mg L ⁻¹)	Média (mg L ⁻¹)	Média
Esgoto Bruto	982	687,1	72,7
Filtro Anaeróbio	389,8	282,7	73,1
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	52	43,3	85,8
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	65,9	53,1	74,4
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	57,3	56,1	81,3
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	59,4	58,4	82,8
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	51,8	49,8	73,2
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	39,8	36,8	72,6
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	48	47,8	81,0
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	54,3	43,3	80,4
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	54	42,7	73,4
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	67,7	61,9	87,8

Observou-se que a razão entre a DQO_{filtrada} e a DQO_{total} ultrapassou os 72 %, não sofrendo alterações. Esses valores foram os mesmos alcançados por Tonetti (2008) quando as taxas de aplicação sob o leito de areia não ultrapassou 200 L m⁻² dia⁻¹. Sendo assim, pode-se concluir que, mesmo aumentando a taxa máxima aplicada por Tonetti (2008) em quatro vezes, a razão entre a DQO_{filtrada} e DQO_{bruta} permaneceu inalterada.

Análises estatísticas foram realizadas para melhor explanação dos resultados (Tabela 5.39) e o que se verificou é que o comportamento tanto para a variável DQO_{total} quanto para a DQO_{filtrada} não houve diferença estatística. Para as variáveis estudados conclui-se que entre o esgoto bruto e o efluente dos filtros

anaeróbios não apresentaram diferença estatística significativa, o mesmo comportamento pode ser visto entre as diferentes taxas de aplicação hidráulica empregadas, que para a estatística, não há diferença alguma (Kruskal-Wallis 5 %).

Tabela 5.39 - Relação estatística da variável DQO_{total} e $DQO_{filtrada}$ entre os diferentes tipos de efluentes estudados.

1ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)*	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	B
2ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	B
3ª Fase do Projeto	
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
Esgoto Bruto	A
Filtro Anaeróbio	A
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	B
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	B

*Significa que a mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

5.1.9.1. Relação entre DQO_{total} e DBO

A relação DQO_{total}/DBO para o esgoto bruto foi de 2,5; que por sua vez, localiza-se no extremo proposto por Jordão e Pessoa (2005) como adequados para o esgoto doméstico. Para esses autores, há uma faixa limitada entre 1,7 e 2,5 para caracterizar um efluente como esgoto doméstico normal. Foram

realizados cálculos para todos os efluentes produzidos nessa pesquisa e os resultados estão expostos na tabela 5.40.

Tabela 5.40 - Relação DQO_{total}/DBO para os diferentes tipos de efluente dessa pesquisa.

	DQO_{total}	DBO	$\frac{DQO_{total}}{DBO}$
Esgoto Bruto	982	385,4	2,5
Filtro Anaeróbio	389,8	113,7	3,5
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	52	4,9	10,7
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	65,9	4,3	15,4
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	57,3	4,9	11,7
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	59,4	5,7	10,4
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	51,8	8,7	6,0
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	39,8	6,4	6,3
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	48	8,7	5,5
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	54,3	10,0	5,4
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	54,0	12,0	4,5
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	67,7	17,6	3,8

Os efluentes dos filtros de areia, tiveram a razão DQO_{total}/DBO de no mínimo 3,8. Esse valor foi superior ao encontrado no esgoto bruto e no efluente dos filtros anaeróbios, demonstrando que o tratamento biológico atua predominantemente sobre a matéria orgânica mais facilmente biodegradável. Desse modo, permanece nos reatores somente a parcela de mais difícil degradação, que somente pode ser oxidada por via química.

5.1.10. Carbono Orgânico Dissolvido (COD)

Para este parâmetro cabe expor que o aparelho empregado no procedimento (SHIMADZU, Modelo TOC 5000A) não permitia a análise de amostras com a presença de material em suspensão. Portanto, não foi possível determinar a concentração de Carbono Orgânico Total (COT), mas somente a de Carbono Orgânico Dissolvido (COD), pela necessidade em se filtrar as amostras antes da leitura.

No que tange aos resultados para o esgoto bruto, a média foi de $195,6 \pm 78,1 \text{ mg L}^{-1}$ enquanto que no efluente dos filtros anaeróbios chegou a $74,6 \pm 32,3 \text{ mg L}^{-1}$, garantindo uma remoção em todo o período experimental de $59,9 \pm 18,9 \%$. Este valor foi muito próximo ao encontrado para a $\text{DQO}_{\text{Filtrada}}$, na qual atingiu-se a redução média de $58,9 \pm 23,4 \%$.

A Figura 5.12 apresenta a variação do COD, nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração do COD em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

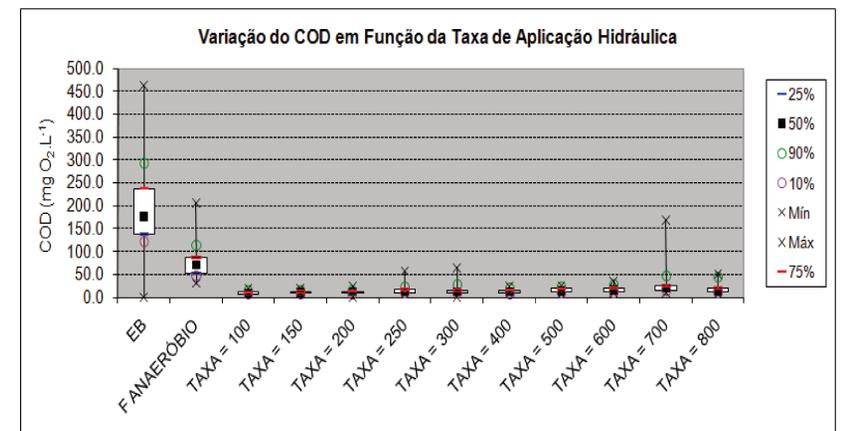
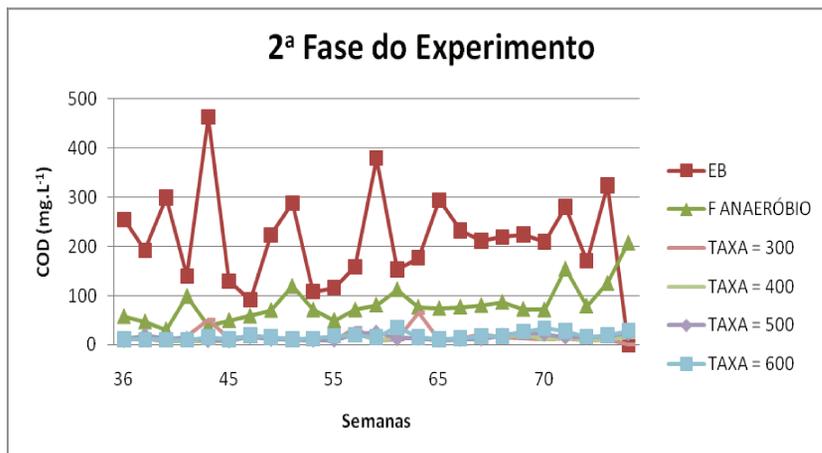
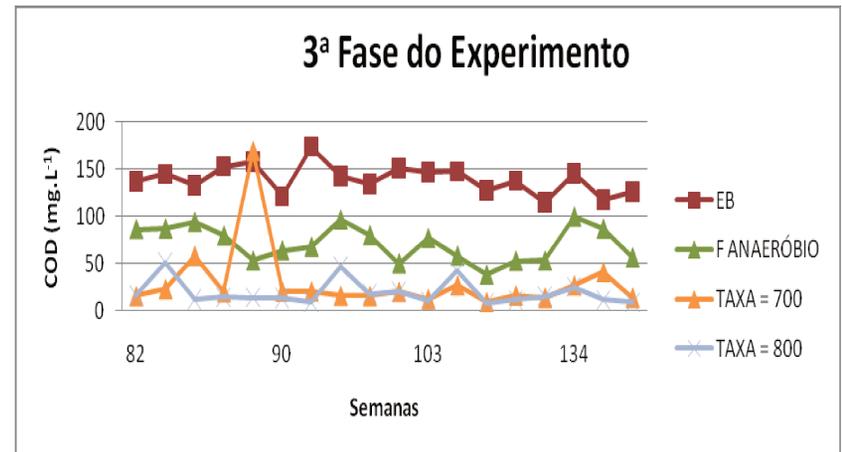
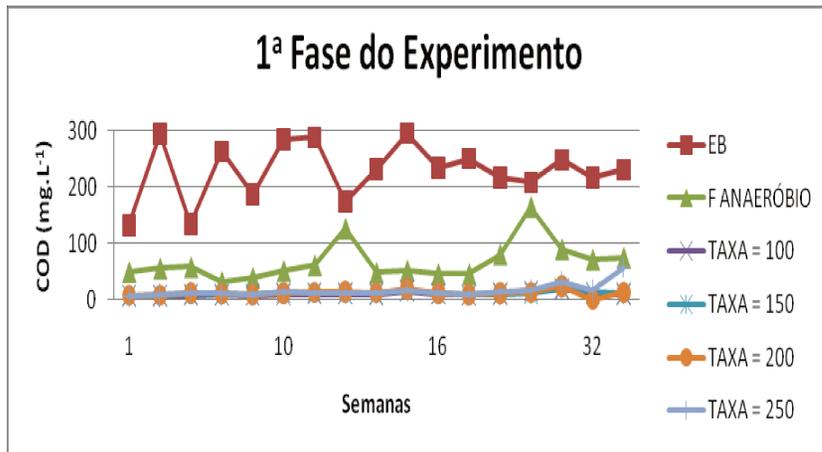


Figura 5.12 - Variação da concentração do COD nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração do COD em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas

A Tabela 5.41 apresenta as médias dos valores de COD e o seu percentual de remoção após cada etapa do tratamento.

Tabela 5.41 - Médias dos valores de COD e o seu percentual de remoção após cada etapa do tratamento.

	COD (mg L ⁻¹)	% Remoção*
Esgoto Bruto	195 ± 78,1	-
Filtro Anaeróbio	74,6 ± 32,3	59,9 ± 18,9
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	10,2 ± 3,1	89,8 ± 3,1
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	11,3 ± 3,3	94,9 ± 1,5
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	11,8 ± 5,0	94,7 ± 2,2
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	15,9 ± 12,2	92,9 ± 5,2
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	16,2 ± 13,9	91,7 ± 7,6
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	12,8 ± 4,6	93,5 ± 4,1
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	15,0 ± 5,3	92,9 ± 3,2
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	17,6 ± 7,3	90,9 ± 5,5
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	19,2 ± 14,1	86,4 ± 8,2
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	30,0 ± 36,5	78,9 ± 23,3

*Porcentagem de remoção em relação ao Esgoto Bruto.

Pelos valores do COD, confirma-se o discutido para DQO e DBO nos itens 5.1.8 e 5.1.9; Houve uma remoção de COD em torno de 59,9 % do esgoto bruto em relação ao efluente do filtro anaeróbio, valor próximo à porcentagem de remoção de DQO e DBO, para o efluente dos filtros de areia, o comportamento foi bem parecido, também com as variáveis DQO e DBO e superaram os 90 % de remoção em comparação ao esgoto bruto.

Com relação às análises estatísticas que foram realizadas, conclui-se que a diferença entre os resultados dos efluentes dos filtros de areia não foi significativa (Kruskal – Wallis 5 %), demonstrando que, mesmo com diferentes freqüências de

aplicação diárias, os leitos puderam ser eficientes na remoção de matéria orgânica.

Por essa razão, acrescenta-se às conclusões de Tonetti (2008) que a NBR 13969 (1997) é extremamente conservadora para a taxa limite de aplicação de efluente anaeróbio em filtros de areia visto que a norma estipula o máximo de $100 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ para efluentes oriundos de tanques sépticos e de $200 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ quando proveniente de um tratamento aeróbio. 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 $800 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ que corresponde a quatro vezes a taxa de aplicação estudada pelo autor.

5.1.11. Fósforo

A concentração média de Fósforo Total encontrada no esgoto bruto foi de $2,2 \pm 0,6 \text{ mg L}^{-1}$, enquanto que para o efluente dos filtros anaeróbio, a concentração média de Fósforo Total foi de $2,2 \pm 0,7 \text{ mg L}^{-1}$. O valor alcançado para o esgoto bruto está bem abaixo daquele recomendado por Von Sperling (1996) como típico para esgotos domésticos, a qual varia entre 5 e 25 mg L^{-1} .

Alguns autores afirmam que, esses resultados são considerados normais para o efluente produzido no território brasileiro, por conta da utilização, com grande frequência, de sabões a base de ácidos graxos de cadeia longa ao invés daqueles constituídos por polifosfatos. A Figura 5.13 apresenta a variação da concentração de Fósforo Total nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de Fósforo Total em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

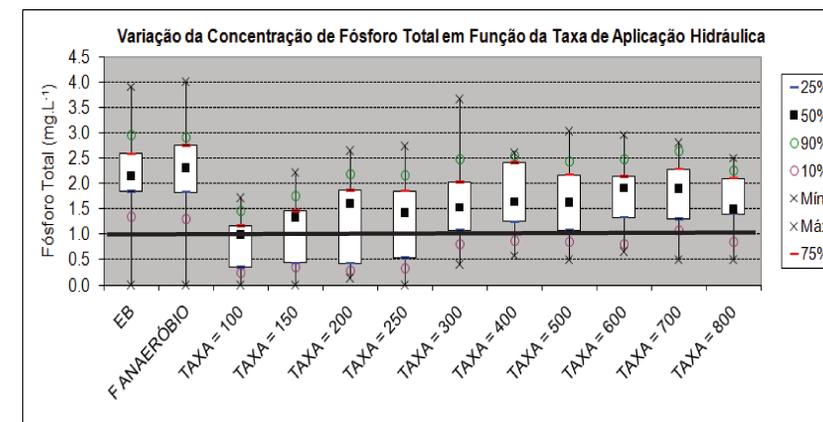
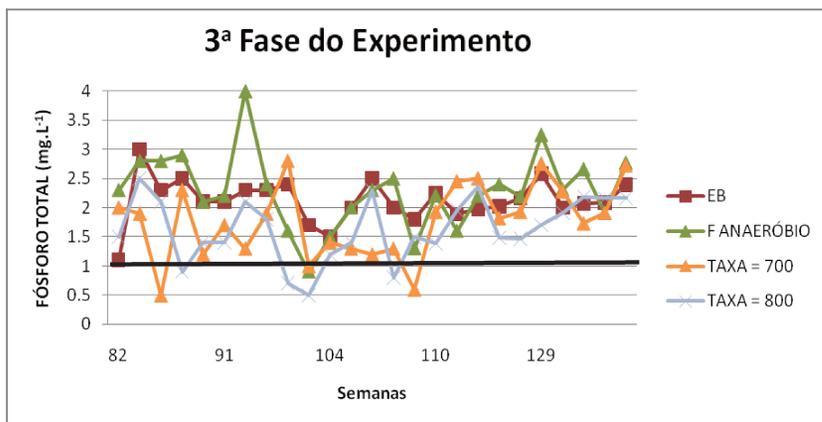
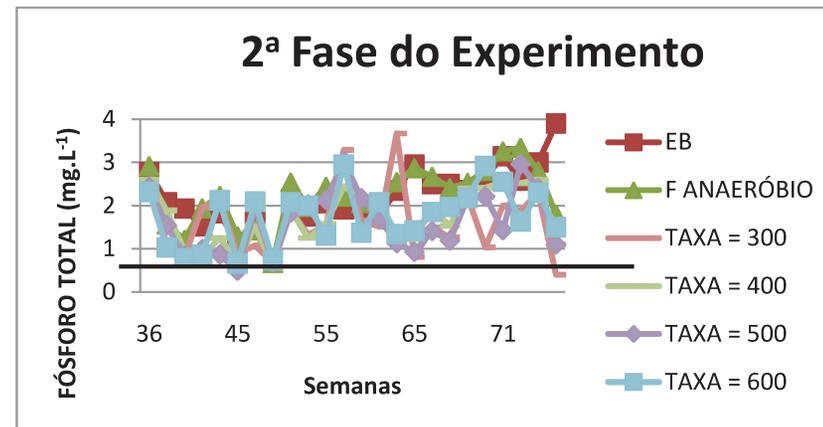
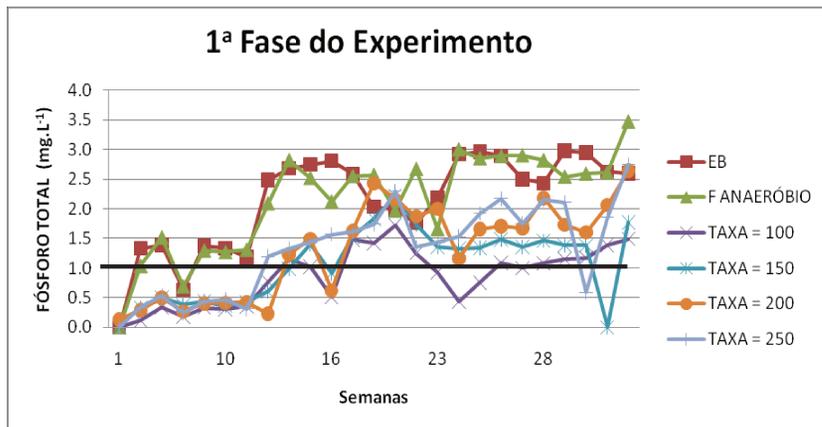


Figura 5.13: Variação da concentração de Fósforo Total nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de Fósforo Total em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

As concentrações não tiveram grandes variações durante o período de coleta e não houve remoção deste composto pelos filtros anaeróbios. Quanto aos valores das médias da concentração de fósforo total encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até 800 L m⁻² dia⁻¹ foram apresentados nas tabelas 5.42, 5.43 e 5.44.

Tabela 5.42 - Médias e desvio padrão da variável Fósforo Total na 1^a Fase do Projeto.

Fósforo Total	1^a Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	100	150	200	250
Média (mg L ⁻¹)	0,9	1,1	1,3	1,3
Desvio Padrão	0,5	0,6	0,8	0,8

Tabela 5.43 - Médias e desvio padrão da variável Fósforo Total na 2^a Fase do Projeto.

Fósforo Total	2^a Fase			
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	300	400	500	600
Média (mg L ⁻¹)	1,6	1,7	1,7	1,8
Desvio Padrão	0,8	0,6	0,7	0,7

Tabela 5.44 - Médias e desvio padrão da variável Fósforo Total na 3^a Fase do Projeto.

Fósforo Total	3^a Fase	
Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	700	800
Média (mg L ⁻¹)	1,6	1,8
Desvio Padrão	0,5	0,6

Verificou-se a partir da Figura 5.13 e das Tabelas 5.42, 5.43 e 5.44 que em todos os diferentes tipos de efluentes produzidos que a concentração de Fósforo Total não estava abaixo de 1 mg L^{-1} , e por essa razão, este valor está acima do limite máximo da legislação gaúcha (CONSEMA nº 128, 2006) para a disposição do efluente em corpos hídricos.

Porém, de acordo com a CONSEMA nº 128 (2006) dependendo da vazão do efluente despejado no corpo hídrico, a concentração de Fósforo Total pode variar de 1 a 4 mg L^{-1} , desde que ocorra uma remoção de 75 %, considerando a concentração de Fósforo Total no efluente bruto em relação ao efluente tratado.

Por essa razão, 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. Análises estatísticas foram realizadas e os resultados foram apresentados (veja a Tabela 5.45).

Caso esse efluente seja visando sua utilização na agricultura e piscicultura, esta concentração de fósforo não constitui em um problema, e sim, uma oferta por nutrientes.

Tabela 5.45 - Relação estatística da concentração de Fósforo Total entre os diferentes tipos de efluentes estudados.

1ª Fase do Projeto		
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)*		
Esgoto Bruto	A	
Filtro Anaeróbio	A	
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹		B
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹		B
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹		B
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹		B
2ª Fase do Projeto		
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)		
Esgoto Bruto	A	
Filtro Anaeróbio	A	
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	A	
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	A	
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	A	
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	A	
3ª Fase do Projeto		
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)		
Esgoto Bruto	A	
Filtro Anaeróbio	A	
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	A	C
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹		B C

*Significa que a mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

Verificou-se que a concentração de fósforo total teve três comportamentos diferentes nas etapas distintas desse trabalho. Na 1ª Fase do Projeto a concentração de Fósforo Total do Esgoto Bruto e do Filtro Anaeróbio não tiveram diferença significativa, entre si, e entre os efluentes dos filtros de areia esse mesmo comportamento foi verificado. Na 2ª Fase do Projeto, todas as médias foram consideradas iguais estatisticamente, e na 3ª Fase do Projeto o que se percebeu é que entre o efluente dos filtros de areia não houve diferença significativa.

Segundo Prochaska e Zouboulis (2003) e Tonetti (2008), as baixas concentrações de fósforo nos efluentes, podem estar associadas a incorporação

do fósforo ao biofilme e a retenção pelos íons Fe^{3+} , Al^{3+} e Ca^{2+} presentes nos leitos de areia.

5.1.12. Série de Nitrogênio

Quanto aos compostos nitrogenados presentes nos diferentes tipos de efluente gerados nesse trabalho, podem ser divididos em duas partes distintas. No esgoto bruto e no efluente dos filtros anaeróbios havia basicamente nitrogênio amoniacal e orgânico. Já nos efluentes dos filtros de areia os compostos estavam na forma mais oxidada, ou seja, a concentração de nitrato e nitrito era maior.

Na média a concentração de N – NTK do esgoto bruto foi de $48,3 \pm 14,4 \text{ mg L}^{-1}$, enquanto que para o efluente dos filtros anaeróbios foi de $53,5 \pm 13,5 \text{ mg L}^{-1}$. Uma razão pela qual a concentração de N – NTK nos filtros anaeróbios foi superior por causa do desprendimento de biomassa dos reatores anaeróbios. Estes dados estão dentro da faixa apontada por Von Sperling (1996) como típica para águas residuárias de origem doméstica, que possui como limite as concentrações de 35 a 70 mg L^{-1} para o Nitrogênio Total.

Para as concentrações de N – NH_4^+ a média de concentração alcançada pelo esgoto bruto foi de $42,8 \pm 6,8 \text{ mg L}^{-1}$, enquanto que para o efluente dos filtros anaeróbios foi de $50,9 \pm 8,0 \text{ mg L}^{-1}$. A diferença das concentrações de N – NTK e N – NH_4^+ dão origem às concentrações de Nitrogênio Orgânico. Para o esgoto bruto a concentração de nitrogênio orgânico foi de $5,5 \pm 5,6 \text{ mg L}^{-1}$, enquanto que para o efluente dos filtros anaeróbios foi de $2,6 \pm 3,0 \text{ mg L}^{-1}$. As Figuras 5.14 e 5.15 apresentam a variação da concentração de N – NH_3 e N-NTK, respectivamente, nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de N – NH_3 e N – NTK em função das taxas de aplicação aplicadas. Vale salientar que as concentrações de N – NH_3 foram apenas monitoradas a partir da 2ª Fase do Experimento.

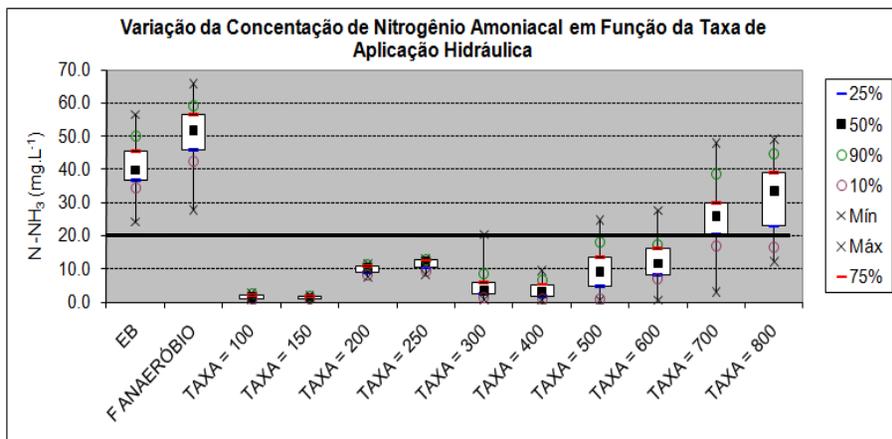
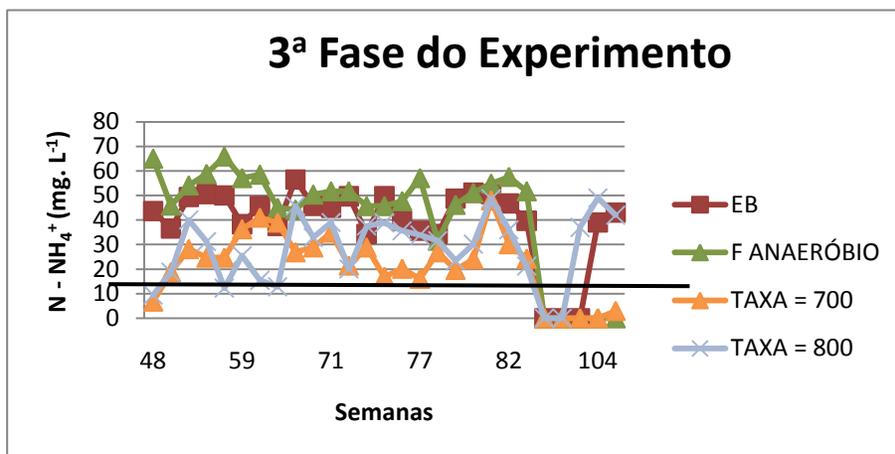
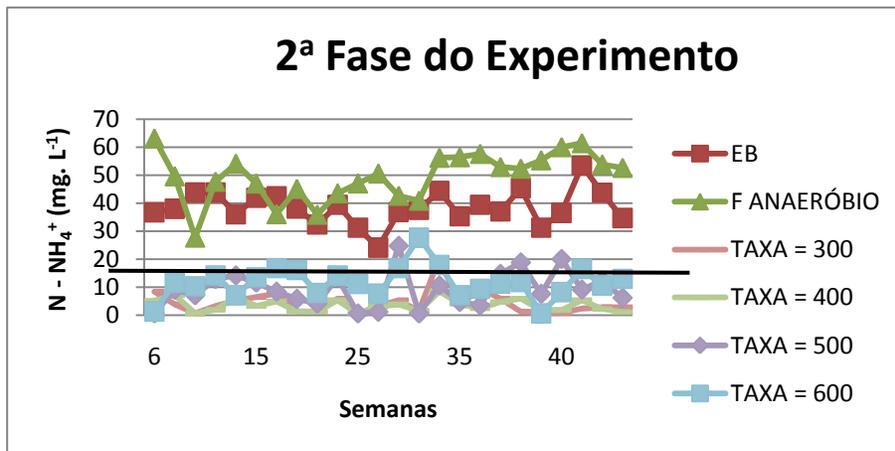


Figura 5.14 - Variação da concentração de nitrogênio amoniacal nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de N – NH₃ em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

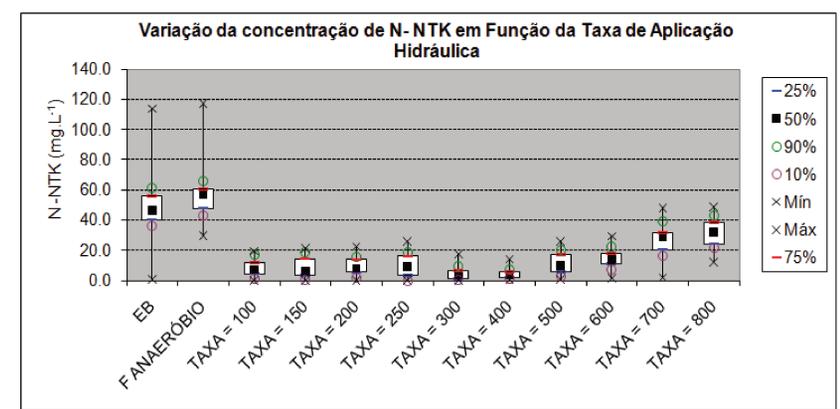
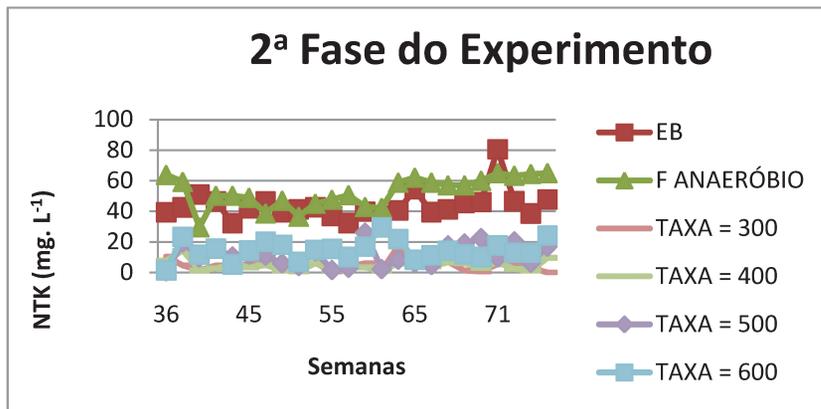
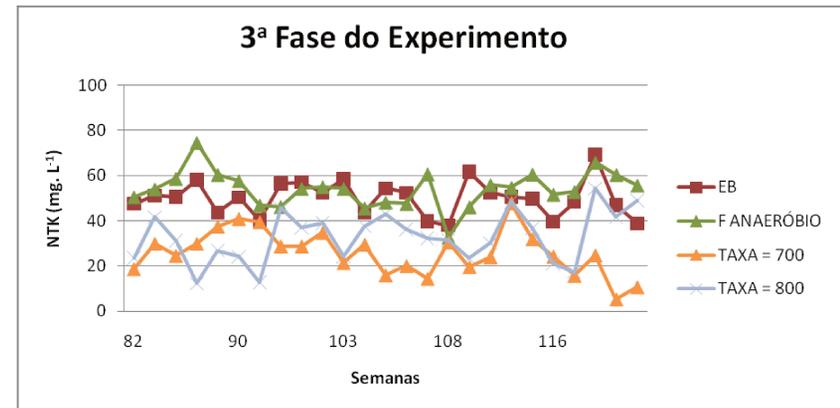
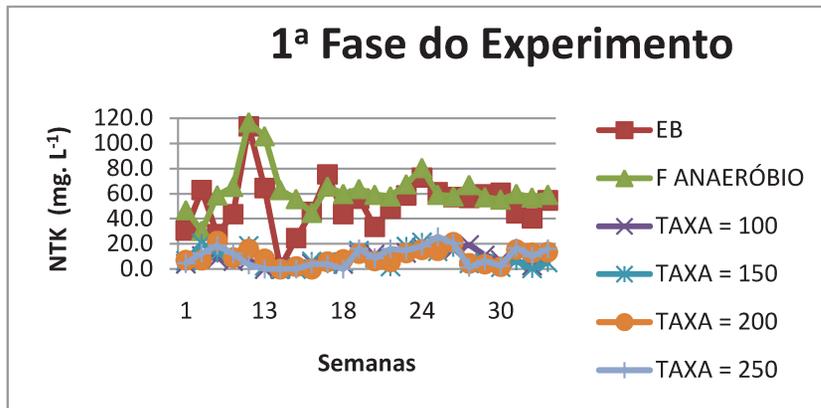


Figura 5.15 - Variação do N - NTK nas diferentes etapas do projeto e o diagrama do N - NTK em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

Quanto aos valores das médias da concentração de N – NTK, N – NH₃ e N_{orgânico} encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até 800 L m⁻² dia⁻¹ foram apresentados na tabela 5.46.

Tabela 5.46 - Médias e desvio padrão da concentração de N - NTK, N – NH₄⁺ e N_{orgânico} encontrados para os efluentes dos filtros de areia.

Concentração (mg L ⁻¹)	N - NTK	N – NH ₃	N _{orgânico}
Esgoto Bruto	48,3 ± 14,4	42,8 ± 6,8	5,5 ± 5,6
Filtro Anaeróbio	53,5 ± 13,5	50,9 ± 8,0	2,6 ± 3,0
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	8,3 ± 5,6	7,2 ± 1,4	1,1 ± 1,9
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	8,7 ± 6,9	6,9 ± 0,5	1,8 ± 2,4
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	9,9 ± 2,0	9,4 ± 6,2	0,5 ± 2,4
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	11,2 ± 2,4	9,7 ± 7,8	1,5 ± 1,3
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	4,9 ± 4,3	4,6 ± 4,1	0,3 ± 0,8
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	4,4 ± 3,2	3,7 ± 2,5	0,7 ± 1,5
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	11,0 ± 7,2	9,5 ± 6,5	1,5 ± 2,4
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	14,4 ± 6,4	12,3 ± 6,0	2,1 ± 2,4
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	27,1 ± 10,1	26,5 ± 9,7	0,6 ± 1,4
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	31,8 ± 9,9	31,6 ± 10,8	0,2 ± 2,3

Verifica-se a partir das Figuras 5.14, 5.15 e pela Tabela 5.46 que a concentração de N – NH₃ é maior no efluente dos Filtros Anaeróbios do que no Esgoto Bruto. Esses valores estão de acordo com as citações de alguns autores os quais afirmam que tratamentos anaeróbios são pouco eficientes para reduzirem a concentração dos principais nutrientes presentes no esgoto, por exemplo, o nitrogênio amoniacal (CAMPOS, 2000; CHERNICHARO, 2007 e van Haandel & Lettinga 2008).

Além disso, nas amostras, a maior parte da concentração de N-NTK é formada por Nitrogênio Amoniacal (N – NH₃). 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 anaeróbio, esta característica tende a aumentar visto que, durante o processo anaeróbio, ainda ocorre esta conversão (GERARDI, 2002).

Quando o efluente anaeróbio é aplicado sob o leito dos filtros de areia, as concentrações de nitrogênio amoniacal diminuíram drasticamente em comparação às concentrações do efluente bruto e do filtro anaeróbio. Esse parâmetro foi limitante no estudo das diferentes taxas de aplicação hidráulica desse trabalho, pois foi confirmado uma hipótese levantada em alguns trabalhos realizados com altas taxas de aplicação que os filtros de areia poderiam saturar e não mais serem eficientes no tratamento como um todo.

Decidiu-se cessar a aplicação de taxas superiores a $800 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$, pelo fato da concentração média de nitrogênio amoniacal ser superior ao valor máximo permitido pela CONAMA 357 (2005) para padrões de lançamento em corpos hídricos que não deve ultrapassar 20 mg L^{-1} . Concluiu-se então que, taxas de aplicação diárias de 700 e 800 L m^{-2} foram as taxas limitantes desse trabalho e que as bactérias nitrificantes não são capazes de realizar a nitrificação de todo o efluente que passa pelos filtros de areia.

A solução seria aumentar a altura do leito de areia dos filtros, para que o efluente permaneça mais tempo em contato com as bactérias capazes de realizar a nitrificação ou, então, fazer com os filtros de areia trabalhem em série, ou seja, o efluente de um dos filtros de areia seja afluente para o outro filtro de areia. Estudos preliminares começaram a ser realizados utilizando essa última alternativa de tratamento, mas por problemas operacionais e de logística tiveram que ser interrompidos. Os resultados obtidos foram satisfatórios, ou seja, houve

uma completa nitrificação do efluente ao passar pelos dois filtros de areia ligados em série. Análises estatísticas foram realizadas e os resultados foram explanados (Tabela 5.47), o que se conclui é que o comportamento das três variáveis estudadas (N- NTK, N – NH₃ e N_{orgânico}) foi semelhante.

Tabela 5.47 - Relação estatística da concentração de N – NTK, N – NH₃ e Norgânico entre os diferentes tipos de efluentes estudados.

1ª Fase do Projeto			
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)*			
Esgoto Bruto	A		
Filtro Anaeróbio	A		
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹		B	
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹		B	
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹		B	
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹		B	
2ª Fase do Projeto			
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)			
Esgoto Bruto	A		
Filtro Anaeróbio	A		
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	B	C	
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	B	C	
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	B	C	D
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	B		D
3ª Fase do Projeto			
Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)			
Esgoto Bruto	A		
Filtro Anaeróbio	A		
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹		B	
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹		B	

*Significa que a mesma letra maiúscula na vertical não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

Verifica-se a partir da estatística que na em todas as fases desse trabalho o Esgoto Bruto e o Efluente do Filtro Anaeróbio são iguais entre si. Com relação ao efluente dos filtros de areia tiveram variações durante as etapas diversas do projeto, sendo que na 1ª Fase as médias são iguais estatisticamente, já na 2ª Fase do Projeto, as médias são diferentes entre si e na 3ª Fase elas voltam a ser consideradas iguais, pelo método estatístico empregado (Kruskal - Wallis 5 %).

Quando as taxas de aplicação hidráulica foram comparadas entre si os resultados obtidos mostraram que elas não podem ser consideradas estatisticamente iguais, apenas que as taxas de 300 a 500 L m⁻² dia⁻¹ e de 700 e 800 L m⁻² dia⁻¹ (Tabela 5.48).

Tabela 5.48 - Resultados obtidos para a concentração N – NH₃ nas diferentes taxas de aplicação empregadas nos filtros de areia.

Taxas de Aplicação (L m⁻² dia⁻¹)	Agrupamento Kruskal – Wallis (5 %)	
300		D
400		D
500		C D
600	B	C
700	A	B
800	A	

Com relação às concentrações de N-NO₃⁻, a concentração no esgoto bruto foi de 2,8 ± 2,1 mg L⁻¹, enquanto que para o efluente dos filtros anaeróbios foi de 1,1 ± 2,7 mg L⁻¹. Já para as concentrações de nitrito (N-NO₂⁻), tanto as concentrações para o esgoto bruto quanto para os filtros anaeróbios foram considerados abaixo do limite de detecção do aparelho. Estes dados estão dentro da faixa apontada por von Sperling (1996) como típica para águas residuárias de origem doméstica, que possui como limite as concentrações próximos a zero para concentrações de nitrato e nitrito. A Figura 5.16 apresenta a variação da concentração de N-NO₃⁻ nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de N-NO₃⁻ em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

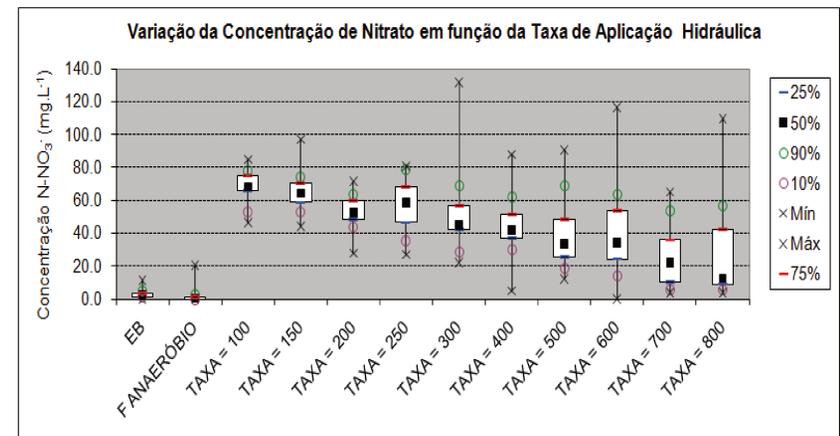
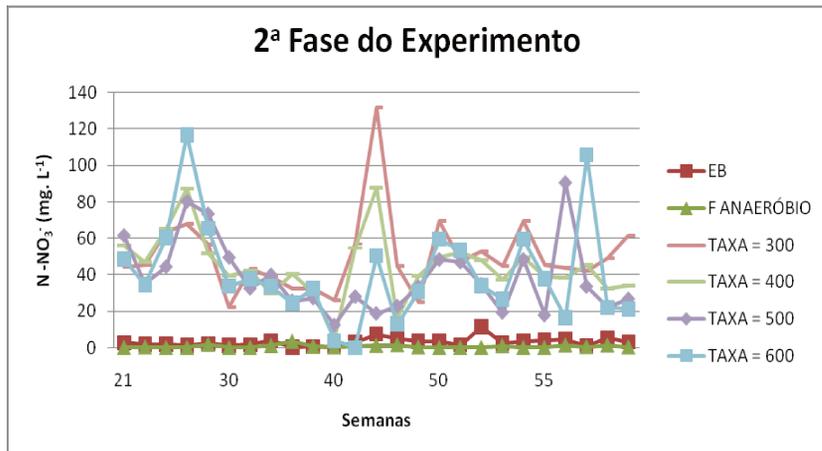
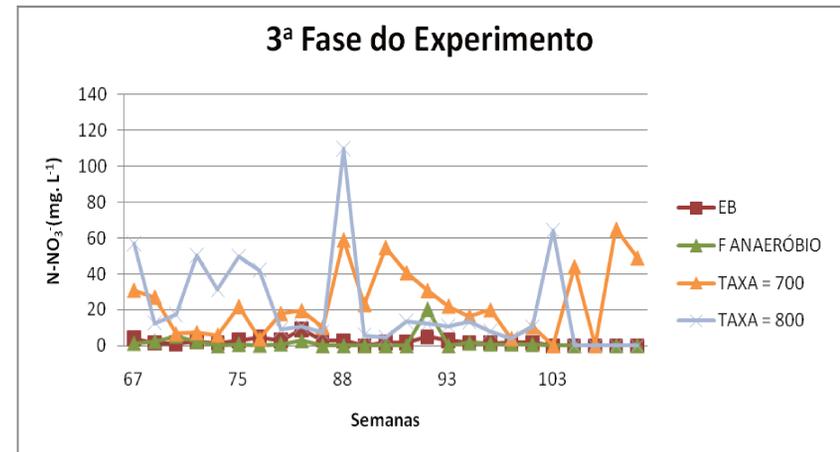
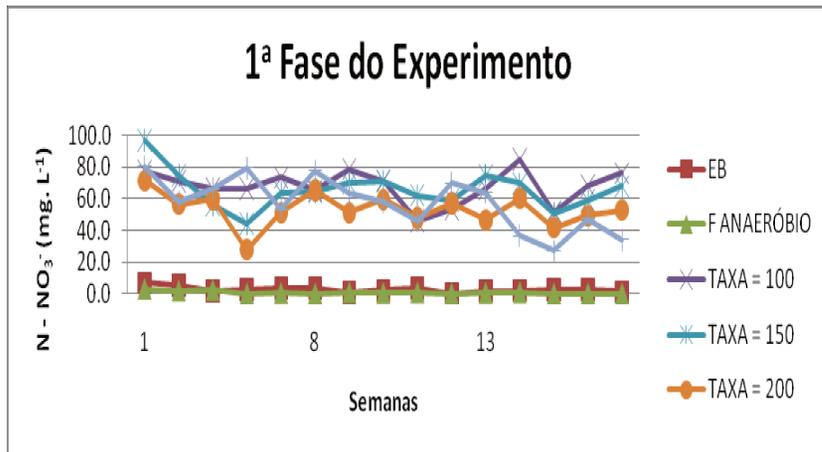


Figura 5.16: Variação da concentração de N- NO₃⁻ nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da concentração de Nitrato em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

Quanto aos valores das médias da concentração de nitrato encontrados para os efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até 800 L m⁻² dia⁻¹ foram apresentados nas Tabelas 5.49, 5.50 e 5.51.

Figura 5.49 - Médias e desvio padrão da concentração de N- NO₃⁻ na 1^a Fase do Projeto.

N- NO ₃ ⁻	1 ^a Fase			
	Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	100	150	200
Média (mg L ⁻¹)	67,8	65,5	53,2	57,4
Desvio Padrão	10,6	12,2	10,4	16,7

Tabela 5.50 - Médias e desvio padrão da concentração de N- NO₃⁻ na 2^a Fase do Projeto.

N- NO ₃ ⁻	2 ^a Fase			
	Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	300	400	500
Média (mg L ⁻¹)	50,3	44,8	39,0	40,9
Desvio Padrão	21,6	18,0	20,1	27,3

Tabela 5.51 - Médias e desvio padrão da concentração de N- NO₃⁻ na 3^a Fase do Projeto.

N- NO ₃ ⁻	3 ^a Fase	
	Taxa de aplicação Hidráulica (L m ⁻² dia ⁻¹)	700
Média (mg L ⁻¹)	25,7	25,9
Desvio Padrão	18,4	27,0

Após a passagem do efluente pelos filtros de areia, observa-se um acréscimo na concentração de íons nitrato e uma diminuição de N-NTK, evidenciando que ocorreu a nitrificação nos leitos de areia. 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).

Segundo Tonetti (2008), a hipótese para o alto desempenho da nitrificação desde o princípio do experimento seria a existência de bactérias nitrificantes na própria areia empregada no estudo, que acabaram multiplicando-se rapidamente logo nas primeiras semanas de aplicação do efluente oriundo do filtro anaeróbio. No decorrer da operação do sistema, nota-se um aumento nas concentrações de $N - NH_3$ e uma diminuição nos valores de $N - NO_3^-$ na saída dos filtros de areia.

Esta perda de eficiência pode ser causada pelas altas taxas de aplicação aplicadas sobre o leito de areia (já discutidas nesse item) que possivelmente fez com que as bactérias nitrificantes não fossem capazes de converter toda a quantidade de nitrogênio amoniacal em nitrato. Possivelmente tal comportamento era fruto da maior carga de compostos nitrogenados aplicada na superfície do leito, que causou uma menor interação da água residuária com os microrganismos do biofilme.

Em relação ao lançamento em corpos hídricos, segundo a Resolução CONAMA 357 (2005), apenas o efluente dos filtros de areia com taxas de aplicação que variaram de 100 a 600 $L m^{-2} dia^{-1}$ estaria dentro do limite máximo permitido de 20,0 $mg L^{-1}$ em termos de concentração de nitrogênio amoniacal ($N - NH_3$), no entanto a concentração nitrato ($N - NO_3^-$) supera o limite máximo de 10,0 $mg L^{-1}$, estabelecido para corpos de água de classe 1, 2 e 3.

Além disso, esta concentração de nitrato ($N - NO_3^-$) também superou o limite de 30 $mg L^{-1}$, 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. Parâmetros Microbiológicos

5.2.1. Organismos Indicadores de Contaminação Fecal

Os organismos indicadores de contaminação fecal foram analisados as densidades de Coliformes Totais (CT) e *Escherichia coli* (*E. coli*) nos diferentes tipos de efluentes produzidos durante todo esse trabalho.

A densidade média de Coliformes Totais e *Escherichia coli* existente no esgoto bruto foi respectivamente de $2,6 \cdot 10^8 \pm 1,1 \cdot 10^9$ NMP 100 mL⁻¹ e $7,0 \cdot 10^6 \pm 1,3 \cdot 10^7$ NMP 100 mL⁻¹, estando ambas dentro da faixa estipulada por Jordão e Pessoa (2005) como típica para águas residuárias domésticas, a qual para o primeiro conjunto de microrganismos varia entre 10^6 e 10^{10} NMP 100 mL⁻¹ e para o segundo oscila de 10^6 a 10^9 NMP 100 mL⁻¹.

Para o efluente anaeróbio as densidades foram de $4,4 \cdot 10^7 \pm 4,7 \cdot 10^7$ NMP 100 mL⁻¹ para os Coliformes Totais e $2,6 \cdot 10^6 \pm 3,9 \cdot 10^6$ NMP 100 mL⁻¹ para *Escherichia coli*. Portanto, a afirmativa realizada por Chernicharo (1997) de que os sistemas anaeróbios não apresentam uma remoção significativa quanto a estes parâmetros biológicos é verdadeira. As Figuras 5.17 e 5.18 apresentam a variação da densidade de Coliformes Totais e *E. coli*, respectivamente, nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da densidade de Coliformes Totais e *E. coli* em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

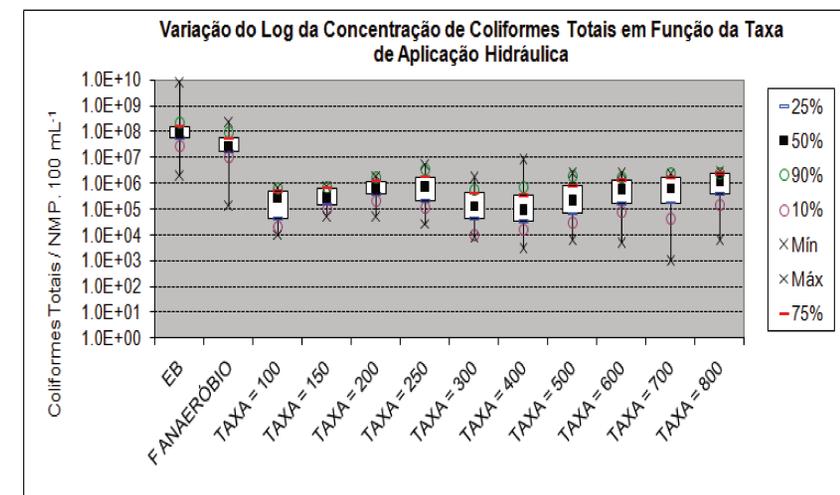
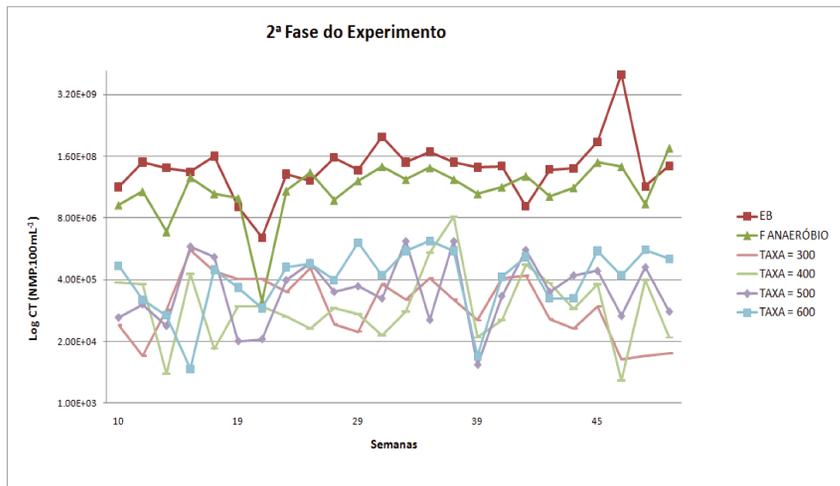
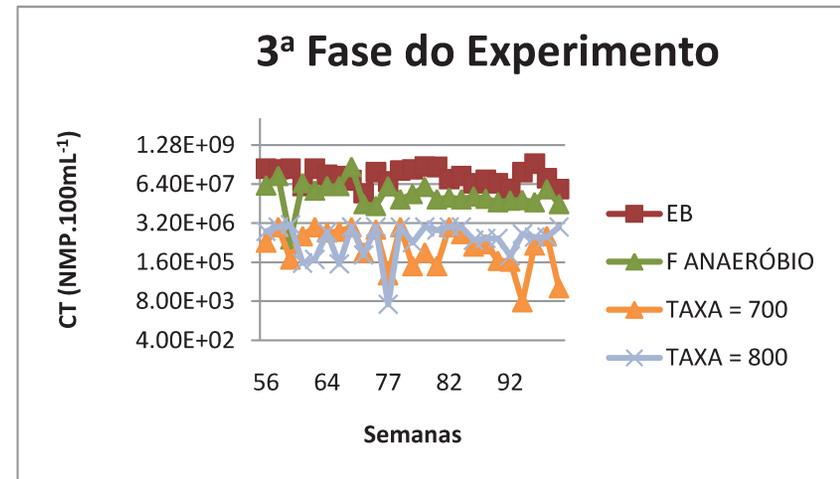
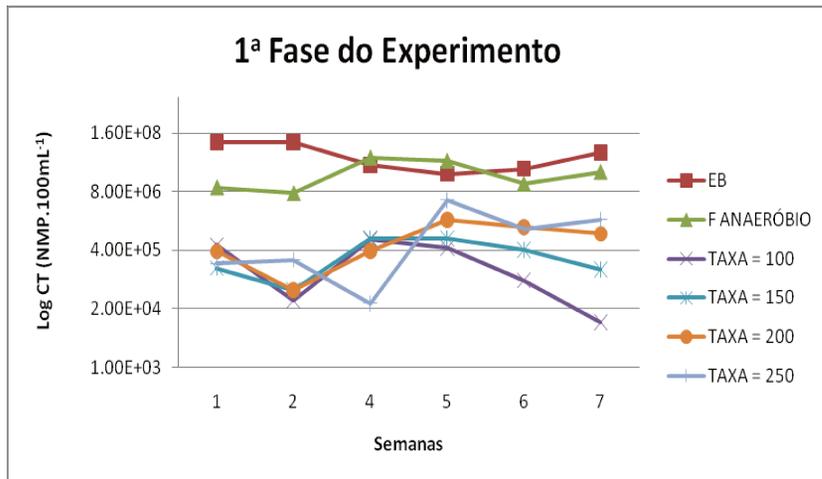


Figura 5.17: Variação da densidade de Log de Coliformes Totais nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da densidade de Coliformes Totais em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

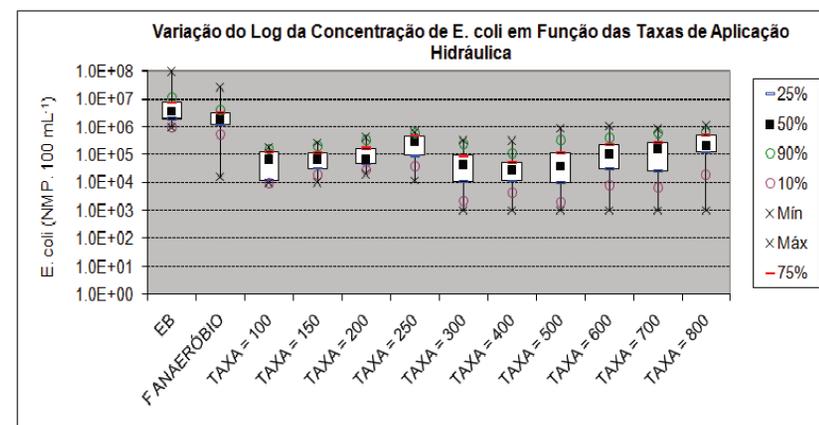
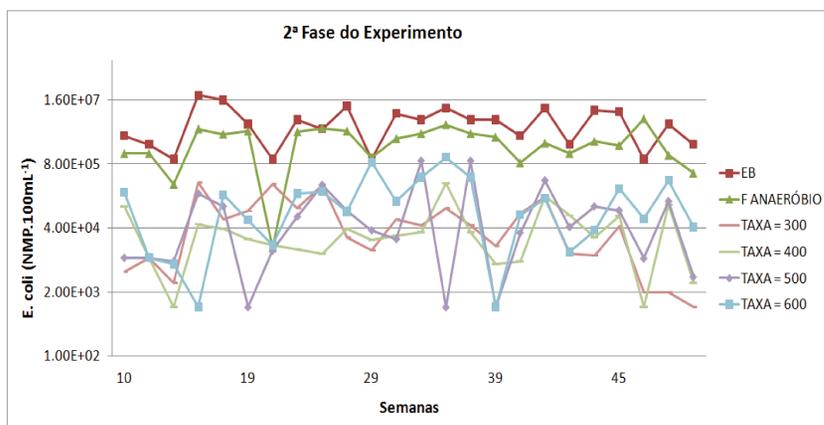
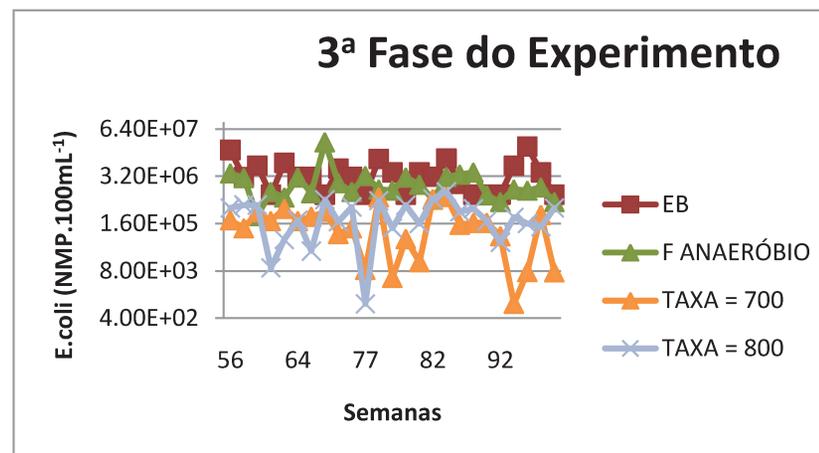
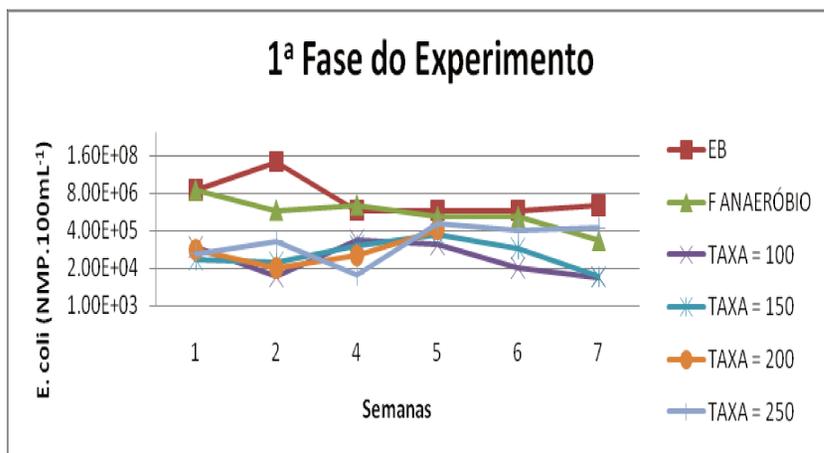


Figura 5.18: Variação da densidade de Log *E. coli* nas diferentes etapas do projeto e o diagrama da densidade de *E. coli* em função das taxas de aplicação hidráulica empregadas.

Quanto aos valores das médias da densidade de Coliformes Totais e *E.coli* nos efluentes dos filtros de areia que tiveram suas taxas de aplicação hidráulica variando de 100 até 800 L m⁻² dia⁻¹ são apresentados na Tabela 5.52.

Tabela 5.52 - Médias e desvio padrão da densidade de Coliformes Totais e *E. coli* encontrados para os efluentes dos filtros de areia.

Concentração (NMP 100mL⁻¹)	Coliformes Totais	<i>E. coli</i>
Esgoto Bruto	2,6. 10 ⁸ ± 1,1. 10 ⁹	7,0. 10 ⁶ ± 1,3. 10 ⁷
Filtro Anaeróbio	4,4. 10 ⁷ ± 4,7. 10 ⁷	2,7. 10 ⁶ ± 3,9. 10 ⁶
T = 100 L m ⁻² d ⁻¹	3,0. 10 ⁵ ± 2,9. 10 ⁵	7,8. 10 ⁴ ± 7,6. 10 ⁴
T = 150 L m ⁻² d ⁻¹	3,7. 10 ⁵ ± 3,0. 10 ⁵	9,7. 10 ⁴ ± 9,9. 10 ⁴
T = 200 L m ⁻² d ⁻¹	8,3. 10 ⁵ ± 6,9. 10 ⁵	1,5. 10 ⁵ ± 1,9. 10 ⁵
T = 250 L m ⁻² d ⁻¹	1,5. 10 ⁶ ± 2,0. 10 ⁶	3,1. 10 ⁵ ± 2,7. 10 ⁵
T = 300 L m ⁻² d ⁻¹	2,7. 10 ⁵ ± 3,7. 10 ⁵	7,7. 10 ⁴ ± 1,0. 10 ⁵
T = 400 L m ⁻² d ⁻¹	5,8. 10 ⁵ ± 1,7. 10 ⁶	5,2. 10 ⁴ ± 7,2. 10 ⁴
T = 500 L m ⁻² d ⁻¹	6,2. 10 ⁵ ± 8,1. 10 ⁵	1,5. 10 ⁵ ± 2,6. 10 ⁵
T = 600 L m ⁻² d ⁻¹	8,2. 10 ⁵ ± 7,5. 10 ⁵	2,1. 10 ⁵ ± 2,8. 10 ⁵
T = 700 L m ⁻² d ⁻¹	9,7. 10 ⁵ ± 9,1. 10 ⁵	2,2. 10 ⁵ ± 2,5. 10 ⁵
T = 800 L m ⁻² d ⁻¹	1,4. 10 ⁶ ± 9,5. 10 ⁵	3,3. 10 ⁵ ± 2,9. 10 ⁵

Conforme se pode observar na Tabela 5.52, os filtros de areia proporcionaram densidades menores, sendo que seus efluentes variaram nas proximidades de 10⁵ NMP 100 mL⁻¹ para coliformes totais e entre 10⁴ NMP. 100 mL⁻¹ e 10⁵ NMP. 100 mL⁻¹ para *E. coli*. Ambos os casos apontam para uma remoção próxima a 2,0 unidades logarítmicas.

As médias e os valores pontuais para as densidades de *E. coli* dos filtros de areia estiveram acima do limite exigido pela legislação brasileira para corpos hídricos de classe 2 e 3 (CONAMA 357, 2005), as quais possuem,

respectivamente $1,0 \cdot 10^3$ e $2,5 \cdot 10^3$ NMP 100 mL^{-1} como máximo. Por essa razão, houve a necessidade da implantação da etapa de desinfecção.

5.2.1.1. Desinfecção do Efluente dos Filtros de Areia

A desinfecção ocorreu apenas na 3ª Fase do Projeto e para tanto foi utilizado o hipoclorito de cálcio como desinfetante. Os testes foram em escala de bancada e posteriormente foram empregados em escala real para que o efluente fosse aplicado na irrigação de roseiras.

Foram testadas dosagens de hipoclorito de cálcio que variaram de 1 a 5 mg L^{-1} . Conforme estudado por Tonon (2007) para efluentes provenientes de valas de filtração, que possuía características muito parecidas com o efluente dos filtros de areia, as dosagens requeridas para adequar o efluente aos padrões estabelecidos pela CONAMA 357 (2005) e pela OMS (2000) que estabelece em concentrações iguais ou inferiores de *E. coli* em 10^3 NMP 100 mL^{-1} de amostra foi de 1,6 e 3,25 mg L^{-1} de hipoclorito de cálcio.

As dosagens extremas foram testadas e pode-se concluir que a inferior não atendeu aos padrões exigidos e a dosagem de maior concentração foi considerada exagerada, visto que a concentração dos microrganismos chegou a valor abaixo do limite de detecção da técnica empregada, e essa não era a intenção.

Outro fator importante de se salientar é que o efluente desinfetado, era proveniente dos filtros de areia com taxas de aplicação diárias de 700 e 800 $\text{L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$, que eram misturados em uma caixa de armazenamento para posterior aplicação na cultura de roseiras. Esse efluente era misturado para que houvesse uma quantidade suficiente para a irrigação diária da cultura de rosas. Portanto,

foram coletados amostras do Esgoto Bruto, do efluente dos Filtros Anaeróbios, Efluente dos Filtros de Areia, esses últimos que sofreram a desinfecção.

A Tabela 5.53 apresenta as médias e o desvio padrão de pH, Alcalinidade Parcial e Total, Condutividade e Turbidez, do Esgoto Bruto, do efluente dos Filtro Anaeróbio, do efluente dos Filtros de Areia e para o Efluente desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.

Tabela 5.53 - Médias e o desvio padrão de pH, Alcalinidade Parcial e Total, Condutividade e Turbidez do Esgoto Bruto, do efluente do Filtro Anaeróbio, do efluente dos Filtros de Areia e para o Efluente desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.

Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Filtro de Areia	Efluente Desinfetado	
			d = 1,60 mg L ⁻¹ *	d = 3,25 mg L ⁻¹ *
pH				
6,8 ± 0,2a**	6,8 ± 0,1a	6,9 ± 0,5a	7,1 ± 0,6a	7,1 ± 0,6a
Alcalinidade Parcial (mg_{CaCO3} L⁻¹)				
99,7 ± 16,4 a	165,1 ± 27,2b	152,2 ± 164,6b	160,0 ± 172,1b	156,2 ± 164b
Alcalinidade Total (mg_{CaCO3} L⁻¹)				
172,2 ± 10,9a	224,5 ± 42,2b	193,1 ± 192,2b	191,4 ± 187,3b	196,7 ± 184,3b
Condutividade (µS cm⁻¹)				
732,0 ± 52,8a	821,7 ± 86,3a	1000 ± 407,8b	1019,2 ± 403,8b	904,3 ± 140,8b
Turbidez (UT)				
64,9 ± 18,7a	60,9 ± 23,2a	4,3 ± 2,2b	4,6 ± 2,3b	4,8 ± 2,0b

*Dosagens de hipoclorito de cálcio estudadas.

**Significa que a mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

Com relação aos dados obtidos verifica-se que os valores de pH não sofreram a influência do desinfetante, ou seja, estatisticamente, os valores não tiveram diferença significativa. Tanto para o Esgoto Bruto, quanto para os demais

tipos de efluentes dessa pesquisa ficaram dentro dos padrões estabelecidos pela CONAMA 357 (2005) para lançamentos em corpos receptores de classe 2 e 3.

Quanto ao parâmetro alcalinidade, verificou-se que os efluentes desinfetados não sofreram alterações significativas, para a estatística os valores podem ser considerados iguais.

No que tange a condutividade, verificou-se que a condutividade não foi afetada com a adição do hipoclorito de cálcio. Embora a condutividade já tivesse tido a influencia do carbonato de potássio aplicado nos afluente dos filtros de areia para o controle do pH, alcalinidade e da nitrificação (conforme discutido no item 5.1.2.1).

Corroborando ao estudo de Tonon (2007) uma boa remoção de turbidez contribui para a desinfecção do efluente, visto que os sólidos em suspensão podem servir de abrigo para os microrganismos patogênicos. De acordo com os resultados apresentados no item 5.1.4 os filtros de areia são ótimos na remoção de sólidos suspensos e matéria orgânica, e por essa razão, a turbidez não foi influenciada pela desinfecção, e vice-versa. Portanto, de acordo com a CONAMA 357 (2005) o efluente desinfetado pode ser lançado em corpos hídricos.

Outros parâmetros foram analisados e a Tabela 5.54 apresenta as médias e o desvio padrão do OD, COD, DQO_{total} e DQO_{filtrada}, do Esgoto Bruto, do efluente do Filtro anaeróbio, do efluente dos Filtros de Areia e do Efluente desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.

Para a concentração de oxigênio dissolvido (OD) verificou-se que para os efluentes desinfetados obedeceu a CONAMA 357 (2005) quanto aos padrões de lançamento de corpos receptores de classe 2 e 3.

Tabela 5.54 - Médias e o desvio padrão do OD, COD, DQO_{total} e DQO_{filtrada}, do Esgoto Bruto, do efluente dos Filtros anaeróbios, do efluente dos Filtros de Areia e do Efluente desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.

Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Filtro de Areia	Efluente Desinfetado	
			d = 1,60 mg L ^{-1*}	d = 3,25 mg L ^{-1*}
Oxigênio Dissolvido (mgO₂ L⁻¹)				
1,7 ± 0,9a	2,6 ± 1,1a	4,5 ± 0,7b	6,4 ± 0,5c	6,2 ± 0,7c
COD (mg L⁻¹)				
148,8 ± 26,1a	63,6 ± 19,7b	17,8 ± 6,6c	18,5 ± 6,4c	18,4 ± 7,1c
DQO_{total} (mgO₂ L⁻¹)				
574,2 ± 187,7a	294,5 ± 292b	40,9 ± 37,7c	46,5 ± 45,8c	47,7 ± 43,5c
DQO_{filtrada} (mgO₂ L⁻¹)				
448,1 ± 244,5a	167,4 ± 166b	21,6 ± 27,8c	33,5 ± 40,5c	27,4 ± 29,7c

*Dosagens de hipoclorito de cálcio estudadas.

**Significa que a mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5 %).

No que tange a DQO tanto a total quanto a filtrada, verificou-se que quanto menor fosse o valor desse parâmetro mais eficiente era a desinfecção. Com relação ao cumprimento da Legislação COPAM nº 10 (1986) de Minas Gerais, a concentração máxima permitida de DQO não deve ultrapassar 90 mgO₂ L⁻¹, valor este, para lançamentos em corpos receptores. Portanto, o efluente desinfetado poder-se-ia ser lançado em um corpo d'água.

Com relação a concentração de nutrientes, a Tabela 5.55 apresenta a média e desvio padrão para os parâmetros fósforo total, N – NTK, Namoniacal e Nitrato.

Tabela 5.55 - Médias e o desvio padrão da concentração de Fósforo Total, N-NTK, N – NH₄⁺ e N – NO₃⁻, do Esgoto Bruto, do efluente do Filtro anaeróbio, dos Filtros de Areia e do Efluente desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.

Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Filtro de Areia	Efluente Desinfetado	
			d = 1,60 mg L ^{-1*}	d = 3,25 mg L ^{-1*}
Fósforo Total (mg L⁻¹)				
2,1 ± 0,1a	1,9 ± 0,3a	1,8 ± 0,3a	1,5 ± 0,2a	1,7 ± 0,3a
N - NTK(mg L⁻¹)				
49,9 ± 8,7a	53,0 ± 5,7a	24,6 ± 4,7b	24,0 ± 6,0b	22,3 ± 8,1b
N – NH₃ (mg L⁻¹)				
45,0 ± 5,2a	51,2 ± 3,7a	23,9 ± 7,6b	23,2 ± 5,2b	20,7 ± 4,7b
N – NO₃⁻ (mg L⁻¹)				
3,1 ± 3,4a	1,1 ± 1,3a	25,5 ± 23,7b	27,5 ± 22,6b	27,7 ± 25,3b

*Dosagens de hipoclorito de cálcio estudadas.

**Significa que a mesma letra minúscula na horizontal não diferem entre si (Kruskal – Wallis 5%).

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 5.55 o que se verifica é que, estatisticamente, a concentração de Fósforo Total não tem diferença significativa. Porém, o que se percebe é que os efluentes desinfetados possuem uma concentração inferior aos demais.

Com relação aos compostos nitrogenados, conforme discutido no item 5.1.12 a concentração de N – NTK no Esgoto Bruto e no Efluente Anaeróbio foram superiores as concentrações encontradas no efluente dos Filtros de Areia. Com já discutido nesse item, os testes de desinfecção foram realizados na 3^a Etapa do Projeto e os valores da concentração de nitrogênio amoniacal para o efluente dos filtros de areia foram superiores aos estabelecidos pela CONAMA 357 (2005) que estabelece a concentração de nitrogênio amoniacal menor ou igual a 20 mg L⁻¹.

Outra observação importante a ser feita, é em relação a concentração de nitrato no efluente dos filtros de areia, comprovando a eficiência dos filtros de areia em realizar a nitrificação através de suas bactérias. Porém, se este efluente fosse para o lançamento em corpos hídricos, não seria possível sua disposição, por conter quantidades superiores a 10 mg L^{-1} de nitrato (CONAMA 357, 2005), mas para utilização na agricultura seria um nutriente às plantas, com ressalvas, caso tenha um monitoramento dos lençóis freáticos.

Com relação a concentração de sólidos em suspensão (SST, SSF e SSV), a Tabela 5.56 apresenta a média e desvio padrão para o Esgoto Bruto, efluente dos Filtros Anaeróbios, dos Filtros de Areia e para o Efluente Desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.

Tabela 5.56 - Médias e o desvio padrão da concentração de sólidos em suspensão (SST, SSF e SSV) do Esgoto Bruto, Filtro Anaeróbio, Filtros de Areia e Efluente Desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.

Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Filtro de Areia	Efluente Desinfetado	
			d = 1,60 mg L ⁻¹ *	d = 3,25 mg L ⁻¹ *
Sólidos Suspensos Totais (mg L⁻¹)				
91,7 ± 27,1	45,0 ± 36,2	8,3 ± 11,7	5,0 ± 5,5	3,3 ± 8,2
Sólidos Suspensos Fixos (mg L⁻¹)				
8,3 ± 9,8	1,7 ± 4,1	1,7 ± 4,1	3,3 ± 5,2	1,7 ± 4,1
Sólidos Suspensos Voláteis (mg L⁻¹)				
83,3 ± 25,8	43,3 ± 33,3	6,7 ± 8,2	1,7 ± 4,1	1,7 ± 4,1

*Dosagens de hipoclorito de cálcio estudadas.

Conforme o item 5.1.7 a relação entre Sólidos Suspensos Totais, Fixos e Voláteis para o efluente desinfetado teve o mesmo comportamento descrito anteriormente. Em geral, a concentração de sólidos suspensos totais sofre principalmente a influencia da concentração de sólidos suspensos voláteis. Com

relação a concentração de Coliformes Totais e *E. coli*, a Tabela 5.57 apresenta a média e desvio padrão para esses parâmetros.

Tabela 5.57 - Médias e o desvio padrão da concentração de Coliformes Totais e *E.coli*, do Esgoto Bruto, Filtro anaeróbio, Filtros de Areia e Efluente desinfetado com diferentes dosagens de hipoclorito de cálcio.

Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Filtro de Areia	Efluente Desinfetado	
			d = 1,60 mg L ⁻¹ *	d = 3,25 mg L ⁻¹ *
Coliformes Totais (NMP 100 mL⁻¹)				
7,0. 10 ⁷ ± 3,1.10 ⁷	1,9. 10 ⁷ ± 4,0.10 ⁶	1,0. 10 ⁶ ± 6,1.10 ⁵	9,2. 10 ³ ± 1,5.10 ⁴	5,0. 10 ² ± 9,3.10 ²
<i>E. coli</i> (NMP 100 mL⁻¹)				
3,3. 10 ⁶ ± 3,6.10 ⁶	1,9. 10 ⁶ ± 1,3.10 ⁶	4,0. 10 ⁵ ± 2,9.10 ⁵	1,8. 10 ³ ± 2,7.10 ³	3,2. 10 ² ± 5,3.10 ²

*Dosagens de hipoclorito de cálcio estudadas.

Com relação à variável bactérias do grupo coliformes, para o efluente desinfetado, é o ponto crucial para o estudo da dosagem de hipoclorito de cálcio. Como foi observado através dos resultados obtidos nesse trabalho, para taxas hidráulicas diárias de 700 a 800 L m⁻², dosagens iguais a 3,25 mg L⁻¹ foram suficientes para adequar o efluente aos padrões exigidos pela CONAMA 357 (2005) que estabelece a concentração máxima de Coliformes totais e *E. coli* igual a 5,0. 10³ e 1,0. 10³, respectivamente, para corpos hídricos de classe 2.

5.2.2. Helminhos e Protozoários

O monitoramento da ocorrência de cistos e oocistos de protozoários patogênicos foi apresentado na Tabela 5.58 para o efluente dos filtros anaeróbios e no proveniente dos filtros de areia.

Tabela 5.58 - Ocorrência de cistos e oocistos de protozoários patogênicos no efluente dos filtros anaeróbios e no proveniente dos filtros de areia.

Protozoários	Filtro Anaeróbio	Filtros de Areia
<i>Entamoeba histolytica</i>	N	N
<i>Giardia lamblia</i>	N	N
<i>Balantidium coli</i>	N	N

N= negativo

Conforme o limite de detecção da técnica empregada para a análise desses organismos, não foi encontrado cistos ou oocistos de protozoários em todo o período experimental. Demonstrando a grande capacidade que os filtros de areia possuem na retenção desses organismos. Com relação aos ovos de helmintos, a Tabela 5.59 apresenta os resultados obtidos de acordo com a presença/ausência de ovos de helmintos no efluente anaeróbio e naquele proveniente dos filtros de areia.

Tabela 5.59 - Presença/ausência de ovos de helmintos no efluente dos filtros anaeróbios e no proveniente dos filtros de areia.

Helmintos	Filtro Anaeróbio	Filtros de Areia
<i>Ascaris lumbricóides</i>	N	N
<i>Ancylostoma duodenale</i>	N	N
<i>Necator americanus</i>	N	N
<i>Trichuris trichiura</i>	N	N
<i>Toxocara canis</i>	N	N
<i>Hymenolepis nana</i>	N	N
<i>Hymenolepis diminuta</i>	N	N

N = negativo

Os ovos de helmintos por apresentarem alta densidade tendem a acumular no lodo sendo separados da fase líquida do efluente. Como o reator anaeróbio

utilizado na pesquisa era de fluxo ascendente, a tendência era dos ovos permanecerem no filtro ou aderidos nos materiais suporte dos filtros anaeróbios.

De acordo com Antonioli (2010) que mesmo uma contagem “zero” não garante que o esgoto esteja completamente livre de ovos de helmintos, tendo em vista que nenhuma das metodologias de quantificação garante um percentual de recuperação de 100 % dos ovos eventualmente presentes nas amostras processadas. Outro fator considerando a contagem e viabilidade diz respeito à própria coleta de amostras, pois a distribuição dos ovos torna-se muito heterogênea ao longo do perfil do solo.

Por essa razão, e de acordo com as recomendações propostas pela OMS (2000), CETESB (2006) e FAO (1994) o efluente final dessa pesquisa atende aos padrões estabelecidos para reúso agrícola que recomenda ovos de Helmintos ≤ 1 ovo por litro de efluente.

5.3. Monitoramentos dos Sais e Classificação do Efluente quanto ao seu Uso na Agricultura

Os íons sódio, cálcio e magnésio foram monitorados durante todo o período experimental para o cálculo da RAS (Razão de Adsorção de Sódio) e posterior classificação do efluente quanto ao seu uso na agricultura (Equação 3.7).

$$RAS = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{2+}+Mg^{2+}}{2}}} \quad \text{Equação 3.7}$$

A relação RAS e condutividade classifica o efluente quanto ao seu uso na agricultura, de acordo com o Diagrama recomendado pelo Departamento de Agricultura Norte Americano e que atualmente serve de base para a CETESB (2005) classificar o efluente quanto aos limites de aplicação do efluente para irrigação (veja figura 3.18).

A instrução normativa nº 31 da CETESB (2005) classifica as águas para fins agrícolas, e foi descrita no capítulo 3 desse trabalho. Em consonância a essas informações e também fazendo-se uso de ferramentas do Excel (Pacote Office 7) alguns diagramas foram confeccionados, confrontando os dados obtidos para a RAS e para a Condutividade. A Figura 5.19 apresenta o diagrama da RAS X Condutividade para classificar o efluente dessa pesquisa quanto ao seu uso na agricultura na 1ª Fase do Projeto.

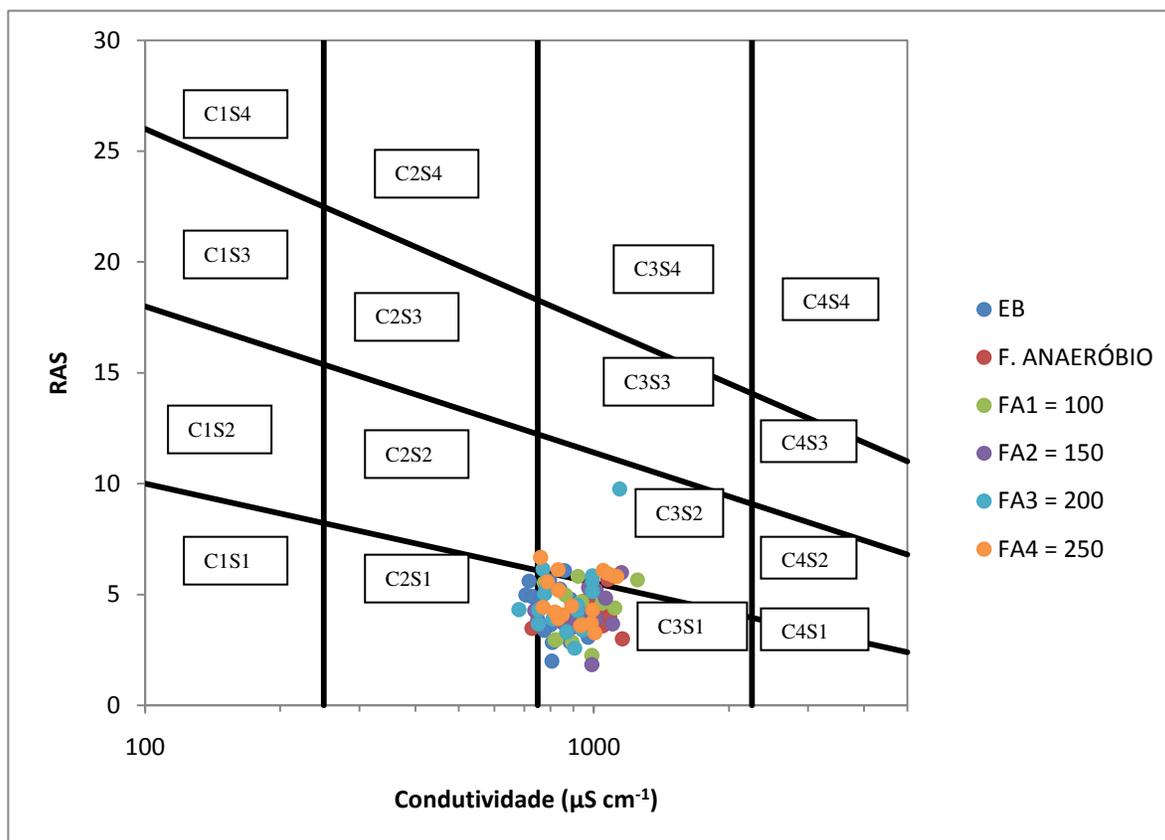


Figura 5.19 - Diagrama da RAS X Condutividade para classificar o efluente quanto ao seu uso na agricultura na 1ª Fase do Projeto.

Verificou-se a partir da Figura 5.19 que a classificação do Efluente Bruto, dos Filtros anaeróbios e os provenientes dos Filtros de Areia com diferentes taxas de aplicação hidráulicas estiveram dentro da faixa C2S1 e C3S1, e em poucos casos, entraram na faixa C3S2. Conclui-se que este efluente possui uma alta condutividade, ocasionada pela adição do composto alcalino (quando analisado o efluente dos filtros de areia). Ao realizar a análise estatística (Kruskal-Wallis 5 %) verificou-se que para os diferentes tipos de efluentes estudados não houve diferença estatística, portanto, constata-se que o sistema de tratamento como um todo não é eficiente para a remoção de sais, obrigando a inclusão de processos de filtração, ao nível, micro, ultra, nano ou até mesmo a osmose reversa.

A Figura 5.20 apresenta o diagrama da RAS X Condutividade para classificar o efluente dessa pesquisa quanto ao seu uso na agricultura na 2ª Fase do Projeto.

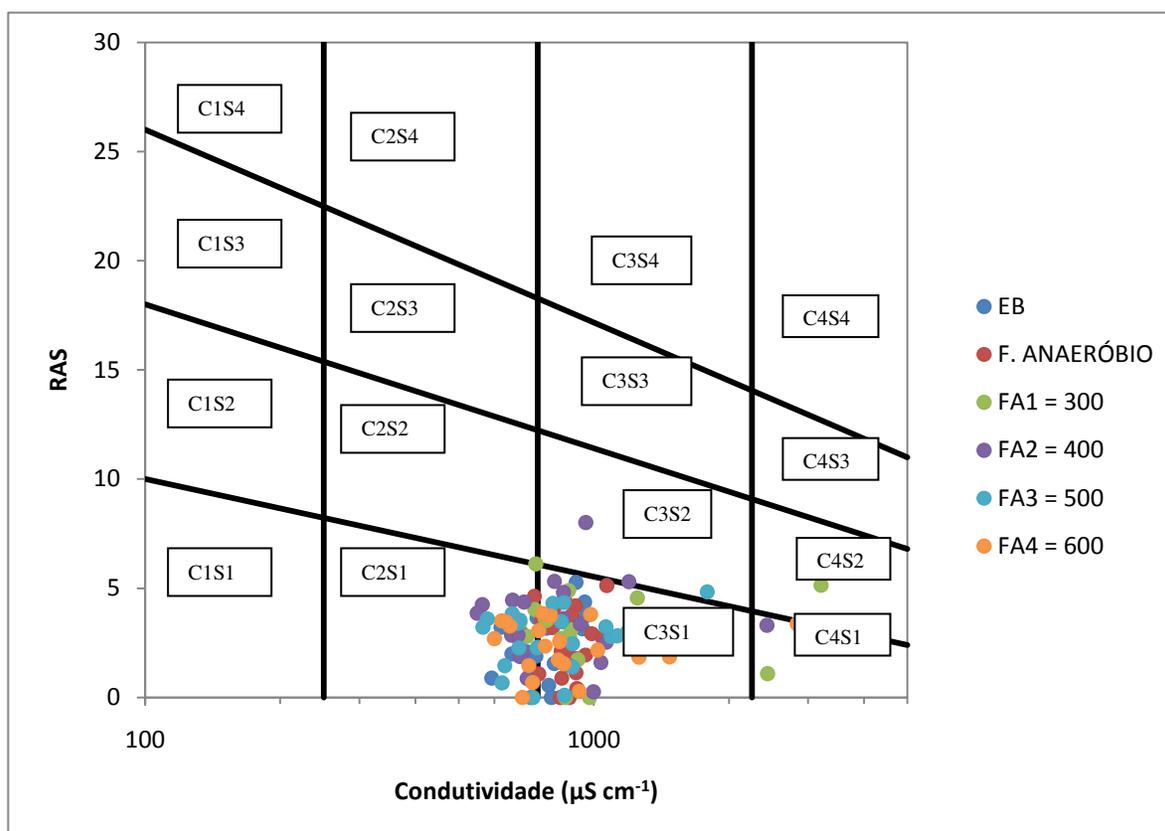


Figura 5.20 - Diagrama da RAS X Condutividade para classificar o efluente quanto ao seu uso na agricultura na 2ª Fase do Projeto.

Ao analisar a Figura 5.20 verificou-se que independente das taxas de aplicação hidráulicas terem aumentado na 2ª Fase do Projeto, a classificação do efluente quanto ao seu uso na agricultura permaneceu na faixa C2S1 e C3S1. Ao realizar a análise estatística (Kruskal-Wallis 5 %) verificou-se que para os diferentes tipos de efluentes estudados não houve diferença estatística. A Figura 5.21 apresenta o diagrama da RAS X Condutividade para classificar o efluente dessa pesquisa quanto ao seu uso na agricultura na 3ª Fase do Projeto.

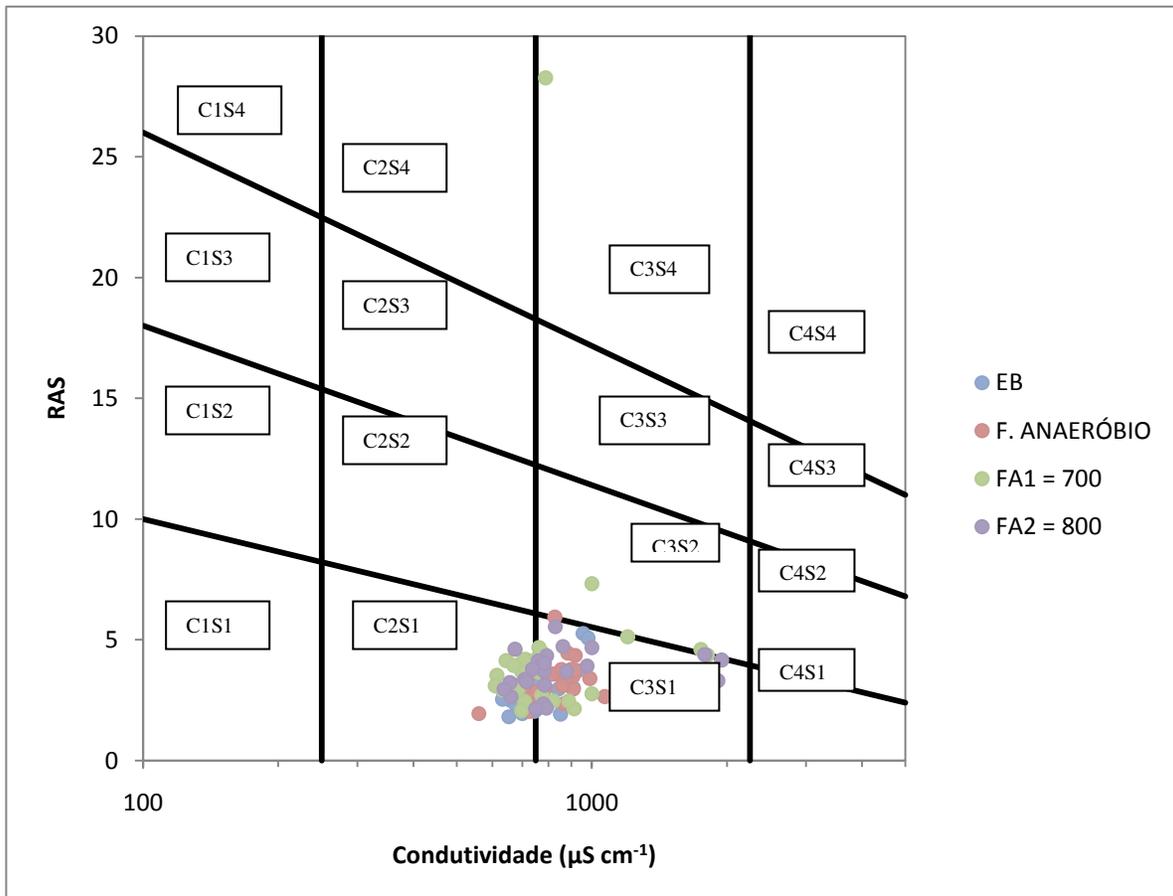


Figura 5.21- Diagrama da RAS X Condutividade para classificar o efluente quanto ao seu uso na agricultura na 3ª Fase do Projeto.

Ao analisar a Figura 5.21, verifica-se que a classificação do efluente final na 3ª Fase do Projeto também permaneceu entre as faixas C2S1 e C3S1. Houve alguns resultados que ficaram em C3S2, mas que não foram recorrentes.

Portanto, ao se considerar a Instrução Técnica proposta pela CETESB (2005) verificou-se que o efluente dos filtros de areia dessa pesquisa foram classificados quanto aos valores de Condutividade como C2 ou C3 que significa que, possuem salinidade considerada de média a alta, e podem ser utilizados em solos bem drenados e que haja controle contra a salinização.

Quanto o quesito relativo a sodicidade, a classificação do efluente ficou em S1 que significa que as águas são fracamente sódicas, podendo ser utilizadas para quase todos os solos com fraco risco de formação de teores nocivos de sódio, prestando-se ao cultivo de quase todos os vegetais.

5.4. Avaliação do Emprego do Sistema em Escala Real

A partir dos dados gerados nesta pesquisa e do estudo realizado por Tonetti (2008), pode-se constatar a viabilidade de um sistema composto por filtro anaeróbio com recheio de bambu e/ou cascas de coco verde, combinado com filtro de areia para o tratamento de esgotos de pequenos agrupamentos humanos.

Quando se têm pequenos agrupamentos humanos, a quantidade de efluente produzido e/ou gerado pode não ser suficiente para que taxas de aplicação superiores a $600 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ fossem estudadas. Contudo, os resultados obtidos utilizando-se essa taxa de aplicação mostrou que não houve comprometimento do efluente no que diz respeito a concentração de Nitrogênio Amoniacal, parâmetro este, limitante para o processo.

Com relação a qualidade do efluente gerado com a aplicação de $600 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ (equivalente a três vezes a maior taxa estudada por Tonetti (2008), observa-se que este processo propiciou um efluente que atendia aos padrões de lançamento de corpos hídricos no que tange a DBO (DECRETO Nº 8.468, 1976), DQO e Sólidos em Suspensão (COPAM nº 10, 1986), Nitrogênio Amoniacal

(CONAMA 357, 2005) e Fósforo Total (RESOLUÇÃO CONSEMA N° 128, 2006) e, após uma simples correção da Alcalinidade passou a ter sua adequação quanto ao parâmetro pH. No que tange a aparência, o líquido final apresentava-se cristalino, tendo uma turbidez inferior à exigida para a água potável (PORTARIA 518, 2004).

Caso a necessidade faça com que essa taxa de aplicação diária seja aumentada, o que se pode fazer é a aplicação desse efluente em filtros de areia ligados em série, que permite ao efluente final a nitrificação completa, diminuindo as concentrações de nitrogênio amoniacal. Para tanto, os requisitos por área para a implantação desse sistema em escala real não é comprometido, já que os filtros de areia seriam apenas reorganizados para a sua utilização em série.

Ao considerar que um indivíduo com padrão de renda médio contribui diariamente com 130 L de esgoto (NBR 7229, 1993), a superfície de um filtro de areia necessária para o tratamento da água residuária gerada por uma família composta por quatro pessoas seria de 1,04 m². Por sua vez, um filtro anaeróbio dimensionado de acordo com as especificações sugeridas pela NBR 7229 (1993) e NBR 13969 (1997) e possuindo como material de enchimento cavacos de bambu e/ou cascas de coco verde, demandaria uma área de 0,72 m². Em estudos preliminares realizados por Tonetti (2008) a construção deste sistema de tratamento, tendo-se em vista depurar o esgoto de uma residência ocupada por quatro pessoas haveria a necessidade de uma superfície de 1,76 m², sendo que cada habitante careceria de 0,44 m² (conforme Tabela 5.60 proposta por Von Sperling (1997)).

Tabela 5.60: Requisito de área para diversos sistemas de tratamento de esgotos (VON SPERLING, 1997)

Sistema de Tratamento	Requisito de Área (m² hab⁻¹)
UASB	0,05 a 0,10
Lodos Ativados por Batelada	0,2 a 0,3
Lodos Ativados Convencional	0,2 a 0,3
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	0,25 a 0,35
Lagoa Aerada e Lagoa Facultativa	0,25 a 0,5
Filtro de Areia	0,26
Filtro Anaeróbio e Filtro de Areia	0,44
Escoamento Superficial	1,0 a 5,0
Lagoa Anaeróbia e Lagoa Facultativa	1,5 a 3,5
Lagoa Facultativa	2,0 a 5,0
Infiltração Lenta	10,0 a 50,0

Por essa razão, esse processo de tratamento demonstra sua grande viabilidade para ser empregado em chácaras, sítios, pequenas localidades, condomínios fechados e também no litoral, onde há a problemática da pequena profundidade do lençol freático.

Quanto à manutenção do sistema, somente seria necessário a retirada da camada superficial da areia, quando houvesse o início do entupimento do leito. Para Tonetti (2008) que estudou taxas hidráulicas de até 200 L m⁻².dia⁻¹ não teve problemas com relação a esse quesito, pois em 75 semanas de estudo não ocorreu nenhum tipo de obstrução, porém, ao se aumentar as taxas de aplicação verificou-se que os leitos de areia entupiam num período de três em três meses aproximadamente.

O ideal seria, ao se empregar altas taxas de aplicação, a construção de outros filtros de areia, para haver um rodízio e um período de descanso para que as bactérias possam restabelecer a sua atividade bacteriana.

Portanto, reiterando as informações propostas por Tonetti (2008) se esse sistema fosse implantado no litoral, em casas de veraneio, a intermitência do uso seria benéfica ao funcionamento do sistema, visto que permitiriam até mesmo a depuração do lodo que se formaria na superfície durante os períodos que não houvesse a ocupação pelos moradores da residência.

6. CONCLUSÕES

A partir dos objetivos propostos nesse trabalho conclui-se que:

- Para os filtros anaeróbios houve uma remoção de matéria orgânica em termos de DQO_{total} e $DQO_{filtrada}$ em torno de 61 %, de DBO ficou em 63 % e o COD 60 % , verificou-se também que a remoção de Turbidez foi de 35,3 %, em relação ao Esgoto Bruto;
- Com relação ao nutriente Fósforo, verificou-se que os filtros anaeróbios não removem essa substância, inclusive, em termos de lançamento em corpos hídricos, essa etapa do processo, não atinge o estabelecido;
- No que tange a qualidade microbiológica, verificou-se que não há uma considerável remoção das bactérias do grupo coliformes e com relação aos ovos de helmintos e cistos de protozoários nada foi encontrado no efluente dos filtros anaeróbios, mostrando que esses microrganismos ficam retidos no reator;
- Com relação aos filtros de areia, independente da taxa de aplicação estudada (300, 400, 500, 600, 700 e 800 L m⁻²), verificou-se uma excelente remoção da matéria orgânica, em termos de DQO, DBO e COD, superiores a 90 % em relação ao Esgoto Bruto. Com relação a Turbidez também houve uma remoção acima de 96 %, obedecendo as normas vigentes (COPAM nº 10, 1986), (DECRETO nº 8.468, 1976) para o lançamento desse efluente aos corpos hídricos;

- Especificamente para os filtros de areia, os resultados apontaram para a possibilidade de disposição de taxas diárias superiores as sugeridas pela NBR 13969 (1997), a qual orienta os aspectos construtivos e de operação para esta forma de tratamento;

- Com relação ao pH e a alcalinidade, a partir da 2ª Etapa do Projeto, houve a demanda pelo emprego do K_2CO_3 para que o pH ficasse próximo da neutralidade e partir da alcalinidade fazer com que fosse possível a ocorrência da nitrificação nos filtros de areia, portanto, o carbonato de potássio, foi indicado como o mais adequado para a utilização desse efluente na agricultura;

- Em relação ao parâmetro Fósforo, estatisticamente, não houve remoção, porém, visando à utilização desse efluente na agricultura, concentrações de fósforo são adequadas ao seu uso.

- Os filtros de areia tiveram uma grande capacidade de nitrificação do afluente utilizando-se taxas de aplicação que variaram até $600 \text{ L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$;

- Quando as taxas de aplicação diárias aumentaram de 700 e 800 L m^{-2} , a nitrificação não foi eficiente, pois quantidades superiores à norma vigente, de $N_{\text{amoniacal}}$ foram encontradas, e, por essa razão, verificou-se a necessidade do emprego da aeração superior;

- A utilização da aeração superior nos filtros de areia (para a utilização de altas taxas de aplicação) proporcionaram vantagens operacionais, pois a frequência de entupimentos, diminuiu drasticamente, demorando em torno de 4 meses para ocorrer o revolvimento da areia;

- No que tange aos padrões microbiológicos, os filtros de areia não foram capazes de adequar o efluente final aos padrões microbiológicos para lançamento

em corpos hídricos e/ou uso na agricultura, se fazendo necessária, uma etapa de desinfecção;

- Dosagens iguais a $3,25 \text{ mg L}^{-1}$ de hipoclorito de cálcio, e tempo de contato igual a 45 minutos, foram necessários para adequar o efluente final aos padrões de lançamento em corpos receptores de classe 2 (CONAMA 357 (2005));

- O efluente final, após sua avaliação, em relação à concentração de sais, foi classificado, como C3S1, portanto, apto a sua utilização na agricultura, em especial, na cultura de roseiras;

- Portanto, esse sistema está apto a ser construído em pequenas localidades, pois, requer baixa manutenção e pequena área. O sistema de automatização empregado é de simples utilização e caso o efluente seja utilizado para uma prática agrícola, está dentro das normas estabelecidas para sua utilização.

- Por essa razão, visando contribuir cientificamente, a norma NBR 13969 (1997) que orienta quanto à taxa máxima diária de efluente anaeróbio a ser empregada sobre a superfície dos filtros de areia deve ser revisada, para que o efluente final atenda, quando otimizados, aos padrões mais exigentes para lançamentos em corpos de água receptores, ou também ser adequados aos propósitos agrícolas.

7. RECOMENDAÇÕES

- Avaliar o emprego dessas mesmas taxas de aplicação diárias com revezamento de operação entre os filtros de areia;
- Avaliar o funcionamento dos filtros de areia ligados em série, aplicando altas taxas, no que diz respeito à concentração das formas de nitrogênio;
- Estudar desde o início do processo, a possibilidade do emprego de uma areia nova e a utilização das altas taxas de aplicação;
- Realizar um estudo comparativo com relação ao emprego da aeração superior empregado nos filtros de areia com outros filtros sem a aeração superior no que diz respeito a eficiência desses filtros nos processo de nitrificação; e,
- Dar continuidade aos estudos nesse processo quanto ao emprego do efluente como água de reúso para rega de parques e jardins para demonstrar a potencialidade do efluente final;

8. REFERÊNCIAS

ANTONIOLLI, P.R. **Avaliação da Viabilidade de Ovos de Helmintos e Presença de Cistos de Protozoários no Solo de Cultivo de Rosas Irrigadas com Efluente Sanitário.** Trabalho de Graduação Interdisciplinar (Faculdade de Tecnologia – UNICAMP), 2010. 42p.

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

AUSLAND, G., STEVIK, T. K., HANSSSEN, 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.

AYERS, R. S.; WESTCOT, D. W. **A qualidade da água na agricultura.** Trad. GHEYI, W. R.; MEDEIROS, J. F., DAMASCENO, F. A. V. Campina Grande: UFPB, 1991, 218 p.(estudos da FAO: Irrigação e Drenagem, 29 revisado 1).

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.

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.

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

CALAWAY, W.T. **Intermittent sand filters and their biology.** Water and Sewage Works. Número 29. 1957.

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

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, 4p.

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

CAVALCANTE, F.L.; ANDRADE, C.O.N.; ARAÚJO, L. C. A., MELO, H. N. S., NOBRE, P. M. **Estudo da Remoção de Ovos de Helminthos e Coliformes Fecais em Decanto Digestor e Filtro Anaeróbio.** In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. ABES. Belo Horizonte – MG. 2007, 9p.

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 Congresso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, 31, AIDIS. Santiago, Chile. 2008, 8p.

CETESB – Companhia de Tecnologia e Saneamento Ambiental. **Água, Saúde e Desinfecção.** Série Manuais – ISSN 0103—2623,. Coordenador: Bem-Hur Luttenbarck Batalha, São Paulo,1994, 59p.

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

CETESB. Instrução técnica nº 31. **Irrigação com Água de Reúso Proveniente de Esgoto Sanitário Tratado.** São Paulo. 2005. 17p.

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 nov/december.

CHERNICHARO, C.A.L.; DANIEL, L. A.; SENS. ,M.; COURAUCCI FILHO, B.; **Projeto PROSAB – Edital II tema 2 – Pós-Tratamento de efluentes de reatores anaeróbios.** Coordenador: Carlos Augusto Lemos Chernicharo, 2001, 544p.

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 Sanitaria y Ambiental, 31, Santiago- Chile. 2008.

BRASIL. 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.

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

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

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

COSTA COUTO, L. C., **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.

COSTA, P.M. et al., **Caracterização qualitativa da água de irrigação na cultura da videira no município de Brejo Santo, Ceará**. Revista de Biologia e Ciências da Terra, volume 5 – número 2, 2005.

CRUZ, L.M.O. **Tratamento de esgoto sanitário em reator anaeróbio preenchido por casca de coco verde (*Cocos nucifera*) combinado com filtro**

de areia. Dissertação de mestrado - Faculdade de Engenharia Civil - Universidade Estadual de Campinas, 2009.

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

DANIEL, L.A. **Processos de desinfecção e desinfetantes alternativos na produção de água potável**, Prosab Edital 2 – São Carlos, 2001, 139p.

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

DI BERNARDO, **Métodos e Técnicas de tratamento de Água.** Volume II – Rio de Janeiro: ABES, 1993.

DULTRA, F.A., COHIM, E. H. B., KIPERSTOK, A., *CONTREIRAS, F.* **Reúso de Esgotos tratados com filtro intermitente de areia.** In: 23º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES. Campo Grande – MS. 2005.

DULTRA, F.A. *et al.*, **Tratamento de esgotos através de filtros intermitentes de areia com altas taxas de aplicação e baixa geração de lodo.** In: 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES. Belo Horizonte –MG. 2007.

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

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

FOLEGATTI, M. V. (Coord.) **Fertirrigação: citrus, flores e hortaliças.** Guaíba-RS: Agropecuária, 460p., 1999.

GERARDI, M.H. **Nitrification and denitrification in the activated sludge process.** 1ª Ed. New York - USA: Environmental protection, 2002. ISBN 0 471 06508 0.

GONÇALVES, F. G. **Desinfecção de efluentes sanitários, Remoção de organismos patógenos e substâncias nocivas. Aplicações para fins produtivos como agricultura, aquicultura e hidroponia,** ABES. Edital 3-Rio de Janeiro, 2003, 422p.

HAMILTON, A.J.; BOLAND, A.M.; STEVENS, D.; KELLY, J.; RADCLIFFE, J.; ZIEHRL, A.; DILLON, P.; PAULIN, B. **Position of the Australian horticultural industry with respect to the use of reclaimed water.** Agricultural Water Management 71, p. 181-209. 2005.

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.

HESPANHOL, I. **Potencial de reúso de água no Brasil – Agricultura, Indústria, Municípios, Recarga de Aquíferos.** III Encuentro de las Águas. Santiago, Chile. 2001.

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

JORDÃO, E. P. & PESSOA, ARRUDA, C.: **Tratamento de esgotos domésticos** 4ª edição, Rio de Janeiro, 2005, 932p.

KANG, Y. W. **Biological treatment of turkey processing wastewater with sand filtration**. Tese de Mestrado. The Ohio State University. 2004, 208p.

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

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

MACÊDO, J. A. B.; **Subprodutos do processo de desinfecção de água pelos derivados clorados - Disinfection byproducts - DBP**, Juiz de Fora, Minas Gerais: Macêdo, 2001.

MANCUSO, P. C. S.; SANTOS, H. F. **Reúso de Água**. Universidade de São Paulo. Faculdade de Saúde Pública, Núcleo de Informações em Saúde Ambiental. Barueri, SP: Manole, 2003. 579p.

MARINHO, L. E. O. **Uso de Efluente de Complexo Hospitalar na Irrigação de Roseira**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - UNICAMP, 2010. 116p.

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**. 4^a edição. Nova Iorque: McGraw - Hill, International Editions. 2005.

MONTALVO,S.; GUERRERO,L. **Tratamiento anaerobio de residuos. Producción de biogás**. Ed. Universidad Técnica Federico Santa María. Chile. 2003, 416p.

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

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

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

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

OMS – ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE . **Directrices sanitárias sobre el uso de águas residuales em agricultura e aquicultura**. *Séries de reportagens técnicas*. 778. OMS, Genebra, 1989.

OPAS (2007). **Saúde nas Américas 2007. Volume I – Regional**. Publicação Científica e Técnica No. 622. Washington, D.C.: OPAS, 2007. 453p.

OPAS (2009). **Situação da Saúde nas Américas – Indicadores Básicos 2009**. Organizado por Organização Panamericana da Saúde em conjunto com a Organização Mundial da Saúde (OMS).

PAGANINI, W. S. **Reúso de água na agricultura. Reúso de Água.** Universidade de São Paulo/Faculdade de Saúde Pública: ABES 2003.

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.

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.

PIZARRO, F. **Drenaje agrícola y recuperación de suelos salinos.** Madrid: Editorial Agrícola, Española, 1985. 521p.

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

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

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

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

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, 8p.

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.

SEMARH – **SECRETARIA DE DESENVOLVIMENTO URBANO E MEIO AMBIENTE,** DF – Brasil. Retirado de http://www.semarh.df.gov.br/semarh/site/cafuringa/sec02/img/sec_02_01_tab_06.jpg em 02 de outubro de 2007.

SIEGRIST, R.L. **Soil clogging during subsurface wastewater infiltrations 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.

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

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.

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.

TELLES, D.A., **Capacitação Básica em Irrigação** – DAEE. ABID – Associação Brasileira de Irrigação e Drenagem, 4ª Edição, São Paulo, 542p., 1984.

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

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

TONETTI, A.L. **Método para tratamento de esgotos e produção de água de reúso: filtro anaeróbio combinado com filtro de areia e reator de desnitrificação.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - Universidade Estadual de Campinas. Campinas- SP, 192p. 2008.

TONON, D. **Desinfecção de efluentes sanitários por cloração visando o uso na agricultura.** Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - Universidade Estadual de Campinas, Campinas – SP, 284p. 2007.

TRATA BRASIL (2010). **SUS economizaria R\$ 745 mi e país salvaria 1200 vidas por ano com saneamento universalizado.** Em: <http://www.tratabrasil.org.br> acessado em 29/07/2010 as 13:30h.

UNEP. United Nations Environment Programme. **GEO 2000** - Global Environment Outlook 2000. Londres, UK. 1999.

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

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

USEPA. **A Risk Management Research Environmental Regulations and Technology Control of Pathogens and Vector Attraction in Sewage Sludge.** 2003. Disponível em: <<http://www.epa.gov/nrmrl/pubs/625r92013/625R92013.pdf>>. Acessado em 22 de outubro de 2010.

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

UNEP. United Nations Environment Programme. **GEO 2000 - Global Environment Outlook 2000.** Londres, UK. 1999.

VALENZUELA, T.P.; PALMA, G.J.H.; ESPINACE, A.R.; PENÃ, F.A. **Depuración de águas residuales domesticas utilizando suelos volcanicos chilenos.** In: Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitária y Ambiental, 31. Santiago- Chile. 2008.

VAN HAANDEL, A. C.; LETTINGA, G. **Tratamento anaeróbio de esgotos. Um manual para regiões de clima quente.** Epgraf, Campina Grande. 2008.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos,** 1996, 243p. 2ª Edição, Belo Horizonte.

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

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

WHITE, J. C. **“Handbook of chlorination and Alternative Disinfectants”**. 4^a ed. Nova Iorque: John Wiley & Sons, INC.. 1999. 1569p.

WHO (2010). **O abastecimento de água, o saneamento e o uso de águas residuárias**. Em: <http://www.who.int>. Acessado em 26/07/2010 às 10:32h.

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.

ZARPELON, A., RODRIGUES, E. M, **Os trihalometanos na água de consumo humano**, 2001, SANEPAR ,www.sanepar.com.br, em 19 de maio de 2005 as 10:30h

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.

9. APÊNDICE

Nas Tabelas apresentadas nas próximas páginas, estão dispostos os valores não exibidos na discussão dos respectivos itens. Para cada um dos parâmetros, têm-se três tabelas que representam as fases distintas do projeto.

pH

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
11/03/2008	7,8	7,5	6,6	6,4	6,5	6,5
08/04/2008	7,5	7,6	4,7	4,4	3,8	4,7
15/04/2008	6,9	7,3	3,9	4,4	6,8	5,4
29/04/2008	6,9	7,4	4,2	4,0	3,9	3,9
06/05/2008	7,2	7,5	4,0	3,9	4,6	3,9
13/05/2008	8,7	7,5	4,1	5,5	7,4	5,8
27/05/2008	7,4	7,3	7,4	7,3	7,6	7,1
03/06/2008	7,4	7,1	6,5	6,4	6,2	6,4
10/06/2008	7,2	7,6	6,3	7,4	6,4	7,2
17/06/2008	7,0	7,4	7,0	6,8	7,1	7,3
24/06/2008	7,1	7,4	6,3	6,3	5,9	6,6
01/07/2008	7,5	7,4	4,6	4,3	6,0	6,3
08/07/2008	7,3	7,3	4,1	4,0	4,3	4,3
15/07/2008	7,4	7,2	4,0	3,9	4,0	4,0
22/07/2008	7,3	7,3	3,9	4,0	3,9	3,9
05/08/2008	7,3	6,7	3,7	3,7	3,6	3,6
12/08/2008	6,9	7,3	3,6	3,5	3,5	3,5
19/08/2008	7,1	7,3	3,7	3,6	3,6	3,6
26/08/2008	7,2	6,8	3,6	3,6	3,5	3,5
02/09/2008	7,2	7,1	3,6	3,6	3,5	3,5
09/09/2008	6,4	7,0	6,3	3,1	3,7	3,7
16/09/2008	7,0	7,0	5,8	3,9	4,1	4,4
30/09/2008	7,1	6,5	6,2	5,9	6,1	6,3
07/10/2008	7,1	7,1	5,7	6,6	6,7	5,7
14/10/2008	7,0	7,1	6,1	6,4	7,1	7,5
21/10/2008	6,3	7,1	5,2	5,4	6,7	7,2

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	7,1	7,4	6,4	6,7	6,4	7,0
18/11/2008	7,2	7,4	4,2	7,6	7,7	7,6
25/11/2008	7,4	6,8	4,5	4,9	6,6	6,9
02/12/2009	6,9	6,7	7,1	4,1	3,5	5,5
09/12/2009	6,6	6,8	7,5	7,6	7,5	7,7
13/01/2009	6,6	7,0	7,5	6,1	7,0	6,8
27/01/2009	7,4	6,9	7,6	7,0	7,0	7,4
03/02/2009	6,8	6,8	7,8	7,1	6,6	7,2
10/02/2009	7,1	6,9	6,8	4,3	5,0	6,0
10/03/2009	7,0	6,7	4,3	4,1	4,2	5,1
24/03/2009	6,8	6,8	7,5	7,0	6,2	7,3
31/03/2009	6,0	6,6	9,1	8,1	7,8	8,5
07/04/2009	7,1	7,0	6,6	4,8	7,2	7,0
14/04/2009	6,6	6,5	6,4	6,0	6,0	7,0
26/05/2009	6,9	7,0	8,6	7,1	6,6	7,0
02/06/2009	6,9	6,8	6,3	4,1	5,1	5,2
09/06/2009	7,2	6,8	7,0	5,0	5,6	6,0
16/06/2009	6,7	6,4	8,9	7,4	7,1	7,5
23/06/2009	7,4	6,9	7,4	6,9	6,7	6,8
30/06/2009	6,7	7,0	7,5	6,2	6,1	7,8
07/07/2009	7,0	6,3	7,2	6,6	7,1	6,4
14/07/2009	7,0	6,8	5,8	6,3	6,3	6,9
18/08/2009	7,1	6,8	4,8	4,7	6,0	6,4
25/08/2009	6,0	6,9	5,5	5,9	6,6	7,0
01/09/2009	6,0	6,8	4,0	6,1	6,2	6,5

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	7,1	6,8	6,8	7,6
06/10/2009	7,3	7,2	8,0	8,3
20/10/2009	7,0	6,6	6,8	6,3
27/10/2009	7,0	7,0	7,2	6,5
17/11/2009	6,8	7,1	6,9	6,5
25/11/2009	7,4	7,0	7,5	8,4
01/12/2009	6,8	6,9	6,9	6,0
15/12/2009	7,8	6,8	6,5	6,8
02/02/2010	6,9	6,9	6,3	6,5
09/02/2010	6,9	7,0	7,0	7,4
23/02/2010	6,8	6,9	5,7	6,1
02/03/2010	7,3	7,1	6,4	6,7
09/03/2010	7,2	7,0	4,1	7,1
16/03/2010	6,6	6,7	5,6	7,1
23/03/2010	6,7	6,8	6,0	6,0
30/03/2010	6,8	6,6	6,7	7,1
06/04/2010	7,2	6,6	5,9	6,4
13/04/2010	6,7	6,9	6,8	6,9
20/04/2010	6,4	6,8	6,3	7,0
27/04/2010	6,6	6,9	7,5	8,4
25/05/2010	6,7	6,9	6,5	6,4
08/06/2010	7,0	6,8	5,4	5,8
24/08/2010	6,8	6,8	3,9	6,7
31/08/2010	7,1	7,1	8,5	7,5
28/09/2010	6,8	6,9	6,1	6,7
05/10/2010	7,0	6,8	3,6	6,7
26/10/2010	7,0	7,0	3,6	6,2

Alcalinidade Total ($\text{mg}_{\text{CaCO}_3} \text{L}^{-1}$)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia ($\text{L m}^{-2} \text{dia}^{-1}$)			
			100	150	200	250
11/03/2008	147,6	264,6	7,2	5,4	9,0	16,2
08/04/2008	181,8	270,0	3,6	0,0	0,0	3,6
15/04/2008	82,8	275,4	0,0	0,0	45,0	3,6
29/04/2008	126,0	293,4	0,0	0,0	0,0	0,0
06/05/2008	126,0	281,0	0,0	0,0	2,0	0,0
13/05/2008	198,0	261,0	0,0	25,2	48,6	12,6
27/05/2008	228,6	504,0	43,2	135,0	91,8	102,6
03/06/2008	257,4	486,0	9,0	57,6	29,7	54,0
10/06/2008	113,4	297,0	36,0	86,4	88,2	77,4
17/06/2008	113,4	288,0	10,8	23,4	12,6	34,2
24/06/2008	120,6	214,2	5,4	0,0	0,0	9,0
01/07/2008	142,6	289,8	0,0	0,0	0,0	0,0
08/07/2008	138,0	248,4	0,0	0,0	0,0	0,0
22/07/2008	142,6	282,9	0,0	0,0	0,0	0,0
05/08/2008	154,1	273,7	0,0	0,0	0,0	0,0
12/08/2008	142,6	266,8	0,0	0,0	0,0	0,0
19/08/2008	165,6	303,6	0,0	0,0	0,0	0,0
26/08/2008	165,6	296,7	0,0	0,0	0,0	0,0
02/09/2008	167,9	276,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09/09/2008	117,3	287,5	48,3	0,0	0,0	0,0
16/09/2008	149,5	253,0	4,6	0,0	0,0	0,0
30/09/2008	167,9	179,4	11,5	6,9	9,2	6,9
07/10/2008	149,5	273,7	16,1	46,0	105,8	39,1
14/10/2008	165,6	236,9	29,9	34,5	103,5	87,4
21/10/2008	119,6	259,9	23,0	18,4	69,0	241,5

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	170,2	280,6	9,2	27,6	18,4	29,9
18/11/2008	167,9	204,7	0,0	78,2	103,5	87,4
25/11/2008	184,0	151,8	0,0	2,3	23,0	29,9
02/12/2009	165,6	204,7	80,5	0,0	0,0	4,6
09/12/2009	108,1	197,8	202,4	71,3	105,8	108,1
13/01/2009	133,4	239,2	124,2	9,2	20,7	34,5
27/01/2009	170,2	181,7	418,6	234,6	241,5	310,5
03/02/2009	163,3	197,8	492,2	158,7	87,4	273,7
10/02/2009	176,4	172,2	50,4	0,0	4,2	25,2
10/03/2009	157,5	201,6	0,0	0,0	0,0	6,3
24/03/2009	136,5	210,0	71,4	37,8	23,1	128,1
31/03/2009	105,0	254,1	1129,8	741,3	462,0	1022,7
07/04/2009	170,1	216,3	24,2	3,2	182,7	94,5
14/04/2009	144,9	144,9	53,6	33,6	54,6	199,5
26/05/2009	178,5	254,1	846,3	165,9	207,9	170,1
02/06/2009	180,6	275,1	4,2	0,0	2,1	2,1
09/06/2009	174,3	260,4	107,1	2,1	8,4	23,1
16/06/2009	155,4	147,0	325,5	296,1	392,7	569,1
23/06/2009	201,6	252,0	193,2	121,8	151,2	182,7
30/06/2009	155,4	152,0	294,7	552,3	168	1054,2
07/07/2009	161,7	115,5	50,4	48,3	180,6	37,8
14/07/2009	212,1	239,4	12,6	42,0	44,1	165,9
18/08/2009	194,0	278,0	2,0	4,0	24,0	38,0
25/08/2009	122,0	252,0	6,0	10,0	40,0	130,0
01/09/2009	120,0	312,0	0,0	20,0	88,0	182,0

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	151,2	216,3	109,2	132,3
06/10/2009	201,6	243,6	619,5	875,7
20/10/2009	176,4	178,5	163,8	58,8
27/10/2009	189	300,3	214,2	23,1
17/11/2009	160,8	271,2	168	57,6
25/11/2009	208,8	259,2	542,4	626,4
01/12/2009	172,8	194,4	206,4	38,4
15/12/2009	194,4	196,8	40,8	165,6
02/02/2010	175,2	151,2	96,0	124,8
09/02/2010	168,0	233,0	182,4	249,6
23/02/2010	194,0	230,0	14,4	28,8
02/03/2010	149,0	185,0	64,8	139,2
09/03/2010	180,0	202,0	0,0	201,6
16/03/2010	132,0	348,0	21,6	201,6
23/03/2010	122,4	257,0	21,6	195,0
30/03/2010	151,8	145,2	360,8	429,0
06/04/2010	187,0	200,2	39,6	92,4
13/04/2010	180,4	235,4	70,4	154,0
20/04/2010	147,4	268,4	129,8	248,6
27/04/2010	167,2	250,8	616,0	862,4
25/05/2010	156,2	242,0	99,0	110,0
08/06/2010	167,4	267,3	8,1	32,4
24/08/2010	184,8	247,2	0,0	201,6
31/08/2010	182,4	264,0	1010,4	662,4
28/09/2010	168,0	252,0	40,8	189,6
05/10/2010	188,4	190,8	0,0	223,2
26/10/2010	192,0	264,0	0,0	81,6

Condutividade ($\mu\text{S cm}^{-1}$)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia ($\text{L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$)			
			100	150	200	250
11/03/2008	830	1062	786	755	787	895
08/04/2008	1110	1077	893	983	914	704
15/04/2008	669	1043	795	712	766	717
29/04/2008	805	1121	980	892	1055	1021
06/05/2008	743	947	727	727	676	682
13/05/2008	1038	978	790	806	896	871
27/05/2008	763	1058	1043	1000	942	939
03/06/2008	665	933	896	969	957	933
10/06/2008	764	987	954	1054	875	862
17/06/2008	717	956	864	888	770	788
24/06/2008	705	900	775	818	752	771
01/07/2008	796	996	909	883	782	835
08/07/2008	841	1013	819	862	943	851
15/07/2008	729	728	882	750	753	832
22/07/2008	800	1060	940	738	681	987
05/08/2008	888	1046	893	853	767	819
12/08/2008	758	967	895	891	810	1004
19/08/2008	971	1158	990	990	870	934
26/08/2008	775	1006	948	911	906	994
02/09/2008	912	1009	825	981	920	892
09/09/2008	886	1084	1042	1012	992	1106
16/09/2008	808	956	934	1012	777	832
30/09/2008	806	912	954	1062	918	761
07/10/2008	860	990	922	974	993	1049
14/10/2008	962	1074	1251	1152	1142	1125
21/10/2008	982	982	1113	1100	993	1072

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	960	1044	890	1066	1093	1020
18/11/2008	694	880	780	855	846	800
25/11/2008	944	913	847	876	751	857
02/12/2009	699	846	1309	1243	1188	1475
09/12/2009	688	765	1531	959	896	1258
13/01/2009	675	958	1250	933	1064	983
27/01/2009	711	737	1640	1197	1128	1368
03/02/2009	913	865	1861	1037	896	1260
10/02/2009	866	808	739	659	579	623
10/03/2009	722	856	742	697	681	650
24/03/2009	743	848	921	710	624	730
31/03/2009	592	910	3210	2430	1790	2840
07/04/2009	954	816	710	564	684	600
14/04/2009	657	754	883	655	747	833
26/05/2009	793	917	2440	998	860	928
02/06/2009	723	881	864	699	658	693
09/06/2009	696	891	919	692	713	831
16/06/2009	637	855	1498	1288	1362	1628
23/06/2009	804	842	978	856	732	839
07/07/2009	621	1069	878	817	811	769
14/07/2009	933	860	658	678	857	753
18/08/2009	816	913	784	684	633	716
25/08/2009	747	893	684	549	566	637
01/09/2009	784	990	799	666	676	779

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	660	770	765	758
06/10/2009	842	884	1750	1946
20/10/2009	723	899	698	793
27/10/2009	765	990	914	780
17/11/2009	909	902	712	674
25/11/2009	956	918	1573	1908
01/12/2009	698	745	708	657
15/12/2009	929	762	631	709
02/02/2010	772	908	746	759
09/02/2010	778	901	789	878
23/02/2010	981	909	777	785
02/03/2010	700	727	614	660
09/03/2010	852	865	820	792
16/03/2010	797	788	644	829
23/03/2010	745	1069	888	976
30/03/2010	653	560	1202	1318
06/04/2010	747	743	609	637
13/04/2010	760	828	705	765
20/04/2010	903	935	877	916
27/04/2010	765	920	1810	2000
25/05/2010	716	827	762	783
08/06/2010	632	704	697	750
24/08/2010	780	814	670	784
31/08/2010	766	867	1000	1785
28/09/2010	677	856	1000	862
05/10/2010	723	682	684	737
26/10/2010	759	860	773	715

Turbidez (UT)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
11/03/2008	60,2	39,4	2,8	2,1	1,6	1,6
08/04/2008	94,2	52,4	3,9	0,6	0,6	2,2
15/04/2008	75,8	62,9	5,9	4,4	4,4	3,8
29/04/2008	91,7	51,0	1,9	3,1	2,5	2,0
06/05/2008	88,9	27,5	2,5	4,1	2,8	1,1
13/05/2008	69,0	49,8	2,7	9,1	7,1	7,3
27/05/2008	78,9	52,9	4,9	6,7	4,6	5,2
03/06/2008	86,0	148,0	5,1	5,3	4,1	4,2
10/06/2008	107,0	51,0	8,0	8,1	3,4	4,6
17/06/2008	92,0	63,6	6,4	8,0	6,3	5,0
24/06/2008	133,0	37,1	5,8	5,3	2,4	2,6
01/07/2008	87,5	47,2	5,9	2,8	2,4	2,8
08/07/2008	111,0	48,5	2,1	0,8	0,2	0,5
15/07/2008	85,6	59,7	0,3	4,1	1,8	0,2
22/07/2008	93,1	74,7	0,2	4,3	2,4	0,1
05/08/2008	78,9	86,3	0,1	1,6	0,3	0,2
12/08/2008	132,0	102,0	2,8	5,5	0,1	0,1
19/08/2008	291,0	93,3	1,6	3,1	0,1	0,3
26/08/2008	110,0	93,7	0,1	1,6	0,2	0,2
02/09/2008	116,0	62,4	5,5	0,4	0,1	0,1
09/09/2008	201,0	59,6	8,9	5,9	3,0	2,9
16/09/2008	173,0	79,3	9,8	2,9	5,3	4,6
30/09/2008	202,0	154,0	5,9	5,7	3,9	5,6
07/10/2008	106,0	110,0	7,4	9,0	11,5	14,5
14/10/2008	81,8	95,2	4,7	6,1	4,9	4,7
21/10/2008	105,0	69,5	6,4	1,7	2,6	7,4

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	91,1	69,3	2,2	2,2	2,1	7,6
18/11/2008	104	70,8	0,4	1,8	0	0
25/11/2008	139	32,8	0	0,2	0,5	0,3
02/12/2009	132	53,4	5,3	1,5	4,5	0,1
09/12/2009	200	60,6	6,4	0,1	5,3	6
13/01/2009	66,2	79,3	1,9	0,2	0,3	1,7
27/01/2009	42,1	71,5	2,1	2,4	2,6	2,6
03/02/2009	91,4	58,5	1,9	0,1	0,1	2,2
10/02/2009	79,3	71,6	1,5	0,5	2,1	1,8
10/03/2009	59,1	71,2	1,3	0,7	1,2	1,9
24/03/2009	90,0	153,0	0,7	0,8	0,9	4,3
31/03/2009	254,0	75,2	4,7	3,3	2,5	7,4
07/04/2009	180,0	69,0	6,4	1,3	5,3	3,4
14/04/2009	195,0	173,0	2,9	2,7	1,4	5,0
26/05/2009	103,0	102,0	7,2	8,5	2,1	1,5
02/06/2009	42,0	13,2	2,0	0,6	0,6	0,5
09/06/2009	226,0	171,0	2,2	1,4	2,2	2,9
16/06/2009	97,4	171,0	3,6	4,1	3,8	4,2
23/06/2009	192,0	144,0	1,2	2,4	3,0	2,1
30/06/2009	163,0	88,7	2,3	4,1	1,4	2,1
07/07/2009	264,0	93,8	1,0	1,0	1,1	1,4
14/07/2009	286,0	108,0	7,4	5,7	3,7	8,7
18/08/2009	127,0	74,4	0,5	0,3	1,3	2,7
25/08/2009	339,0	128,0	2,5	1,7	3,5	3,5
01/09/2009	180,0	110,0	1,4	0,8	3,3	4,6

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	137,0	81,5	0,6	1,5
06/10/2009	159,0	80,6	2,7	13,5
20/10/2009	154,0	110,0	3,8	1,1
27/10/2009	315,0	115,0	16,1	4,5
17/11/2009	113,0	88,0	5,5	2,6
25/11/2009	100,0	62,8	7,6	5,1
01/12/2009	118,0	62,6	7,1	0,3
15/12/2009	97,5	62,1	5,2	6,8
02/02/2010	52,7	43,3	1,7	0,8
09/02/2010	57,8	46,3	8,6	23,3
23/02/2010	67,0	20,5	0,8	0,6
02/03/2010	63,1	73,7	6,1	4,8
09/03/2010	66,1	62,2	0,9	49,1
16/03/2010	62,7	59,8	2,6	4,1
23/03/2010	88,4	36,1	3,2	19,4
30/03/2010	45,5	39,4	4,0	4,8
06/04/2010	55,2	38,2	4,0	3,6
13/04/2010	96,9	74,1	2,0	3,0
20/04/2010	70,5	56,4	9,0	12,5
27/04/2010	50,4	101,0	4,6	7,7
25/05/2010	61,1	78,4	3,3	3,3
08/06/2010	63,3	56,7	1,9	2,1
24/08/2010	49,0	37,9	1,4	1,5
31/08/2010	54,0	38,0	2,5	3,1
28/09/2010	56,0	47,4	5,4	4,9
05/10/2010	56,0	47,5	5,9	4,9
26/10/2010	41,3	43,7	0,5	0,5

Oxigênio Dissolvido ($\text{mgO}_2 \text{ L}^{-1}$)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia ($\text{L m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$)			
			100	150	200	250
11/03/2008	1,6	1,5	7,0	7,1	6,8	6,6
08/04/2008	1,1	0,8	7,5	7,4	7,1	7,1
15/04/2008	4,1	1,4	6,3	5,4	6,3	6,0
29/04/2008	0,9	0,8	6,5	6,5	7,2	6,8
06/05/2008	3,0	2,4	5,6	6,7	6,3	7,2
13/05/2008	5,4	1,3	7,4	8,2	6,1	7,8
27/05/2008	3,9	1,5	5,9	6,4	6,3	6,4
03/06/2008	4,3	2,4	7,6	7,3	7,1	7,3
10/06/2008	3,4	4,4	7,2	7,5	7,8	7,9
17/06/2008	4,8	3,7	8,7	8,4	8,1	8,8
24/06/2008	5,2	3,7	8,1	8,9	8,3	8,2
01/07/2008	2,7	3,3	7,9	7,9	8,1	7,4
08/07/2008	1,4	2,4	8,1	8,1	8,1	7,8
15/07/2008	4,7	4,5	8,6	8,3	8,8	8,8
22/07/2008	1,1	3,7	7,2	7,3	7,0	7,2
05/08/2008	2,8	2,5	7,8	7,6	7,2	7,7
12/08/2008	0,8	2,2	6,7	6,6	6,3	6,4
19/08/2008	0,7	1,1	7,7	7,8	7,6	8,0
26/08/2008	3,0	3,6	7,0	6,7	6,9	6,8
02/09/2008	1,4	0,8	6,9	7,1	7,1	7,2
09/09/2008	0,5	0,7	6,7	7,1	7,1	7,1
16/09/2008	0,9	2,2	7,3	7,5	7,3	7,4
30/09/2008	0,8	1,6	6,6	6,7	6,7	6,2
07/10/2008	0,9	4,0	6,8	6,6	6,6	6,4
14/10/2008	1,7	2,2	5,8	5,2	5,1	4,9
21/10/2008	0,7	0,6	6,8	6,8	6,2	6,7

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	0,7	0,7	6,0	6,0	6,5	6,1
18/11/2008	1,5	1,2	6,8	6,8	6,6	6,5
25/11/2008	2,0	3,0	6,4	5,9	5,8	5,4
02/12/2009	0,7	0,7	6,4	6,0	5,7	5,6
09/12/2009	1,1	1,7	7,3	7,3	6,7	7,4
13/01/2009	3,1	2,6	6,5	6,5	7,2	6,8
27/01/2009	2,5	3,1	7,2	6,9	6,0	7,1
03/02/2009	1,7	1,6	5,1	4,1	4,4	2,9
10/02/2009	0,6	0,8	6,3	6,0	5,5	6,7
10/03/2009	1,6	2,3	5,4	6,1	5,5	4,8
24/03/2009	1,0	0,9	6,2	6,2	4,8	3,8
31/03/2009	1,1	2,0	6,7	5,9	6,0	5,4
07/04/2009	1,2	2,4	5,4	5,1	4,6	5,2
14/04/2009	1,1	1,4	5,3	5,2	6,2	3,4
26/05/2009	0,8	1,6	5,6	5,0	5,1	5,8
02/06/2009	1,5	2,5	6,6	5,7	6,3	5,7
09/06/2009	1,4	2,0	5,4	5,3	5,5	4,7
16/06/2009	1,4	2,9	6,6	6,7	5,1	4,9
23/06/2009	1,9	2,5	6,3	5,6	5,4	4,1
30/06/2009	1,9	3,8	6,0	5,5	4,8	4,9
07/07/2009	1,2	2,8	5,7	5,7	3,9	5,7
14/07/2009	1,7	2,9	5,4	6,3	5,9	5,9
18/08/2009	3,3	3,8	7,1	7,0	5,5	6,0
25/08/2009	2,3	2,9	7,1	7,2	6,8	6,6
01/09/2009	1,5	1,7	6,0	5,7	4,8	4,3

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	1,0	1,1	5,3	5,7
06/10/2009	0,8	1,1	4,4	0,8
20/10/2009	0,9	1,3	4,0	5,2
27/10/2009	0,9	1,1	4,1	5,5
17/11/2009	0,9	1,1	3,4	4,4
25/11/2009	0,4	0,7	4,4	5,3
01/12/2009	1,0	1,8	2,2	3,7
15/12/2009	1,6	2,2	3,3	3,0
02/02/2010	0,8	0,8	4,9	5,4
09/02/2010	1,2	2,1	4,6	1,8
23/02/2010	1,5	1,6	5,5	5,6
02/03/2010	0,6	0,8	5,1	4,8
09/03/2010	0,7	1,0	6,0	0,6
16/03/2010	0,9	0,6	4,3	4,1
23/03/2010	2,1	1,1	5,6	3,9
30/03/2010	1,7	2,1	6,3	5,8
06/04/2010	1,4	3,0	5,3	5,7
13/04/2010	1,3	2,0	5,3	4,5
20/04/2010	0,6	1,2	4,3	2,9
27/04/2010	2,7	2,9	3,9	6,8
25/05/2010	2,8	3,5	5,7	4,6
08/06/2010	1,0	3,6	6,2	5,1
24/08/2010	1,0	1,6	4,7	4,4
31/08/2010	2,0	3,5	4,9	3,6
28/09/2010	2,1	2,7	6,9	6,5
05/10/2010	2,3	1,8	6,4	5,1
26/10/2010	2,5	1,2	7,0	4,5

DBO₅ (mgO₂ L⁻¹)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
11/03/2008	249,3	49,1	0,8	3,9	4,2	0,0
08/04/2008	717,7	81,6	0,0	1,1	0,0	0,9
15/04/2008	157,0	47,7	0,0	0,0	0,0	0,0
29/04/2008	461,7	42,7	0,0	5,6	3,7	4,1
06/05/2008	387,3	60,7	0,9	1,7	1,9	1,9
13/05/2008	348,7	72,9	4,7	1,0	0,5	2,1
27/05/2008	316,7	79,2	1,8	4,3	2,9	2,4
03/06/2008	257,0	120,0	0,0	1,0	0,0	0,0
10/06/2008	552,2	73,9	10,9	10,1	8,7	8,6
17/06/2008	395,1	143,5	3,1	8,0	6,2	5,5
24/06/2008	360,3	46,8	0,0	0,0	0,0	1,8
01/07/2008	499,2	59,8	0,8	0,9	1,2	3,1
15/07/2008	312,0	91,2	0,5	0,0	0,0	7,5
22/07/2008	264,2	99,6	0,0	0,0	0,0	4,1
05/08/2008	301,0	99,1	19,2	10,9	7,4	7,5
12/08/2008	543,5	118,4	3,3	5,4	7,1	7,3
19/08/2008	354,3	224,1	0,4	3,2	0,3	0,0
26/08/2008	437,5	45,7	1,1	2,8	3,2	1,6
02/09/2008	498,1	65,4	11,2	6,1	4,1	3,5
09/09/2008	407,0	123,8	14,9	17,8	22,3	27,9
16/09/2008	320,6	243,8	6,1	2,5	1,0	0,0
30/09/2008	321,5	147,1	17,2	8,6	29,7	26,8
07/10/2008	251,7	30,5	14,5	2,4	0,0	0,0
14/10/2008	371,1	124,3	5,6	3,6	6,7	20,2

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	413,7	114,5	4,7	3,5	2,4	5,9
18/11/2008	519,4	69,6	18,3	11,2	9,6	17,2
25/11/2008	184,1	18,2	5,9	7,8	3,9	12,2
02/12/2009	238,4	59,6	4,0	4,9	3,3	11,0
13/01/2009	233,3	121,8	14,3	10,5	10,5	12,8
27/01/2009	268,4	132,4	32,3	26,9	29,8	20,1
03/02/2009	512,1	163,7	30,5	10,8	9,9	18,4
10/02/2009	622,8	238,8	4,0	5,4	9,2	8,9
10/03/2009	39,9	132,7	10,0	8,0	2,9	5,8
24/03/2009	242,9	62,7	2,3	3,9	4,6	13,8
31/03/2009	349,6	83,5	0,0	0,0	0,0	0,0
07/04/2009	869,9	143,2	6,1	5,7	24,6	9,2
26/05/2009	270,9	226,7	14,2	2,1	3,4	14,7
02/06/2009	928,7	122,4	7,4	4,6	13,6	2,6
09/06/2009	506,1	142,3	5,7	7,0	7,9	10,9
16/06/2009	352,2	61,9	5,7	2,2	11,3	11,2
23/06/2009	261,4	52,9	5,4	8,5	10,7	10,5
30/06/2009	416,1	86,6	1,2	3,5	3,9	5,9
07/07/2009	356,4	88,9	13,5	6,9	5,4	3,1
18/08/2009	118,8	83,1	0,1	0,9	0,1	1,2
25/08/2009	705,7	180,7	2,4	3,5	4,1	7,1
01/09/2009	678,9	132,1	3,0	1,9	21,1	18,4

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	320,7	152,5	2,5	6,5
06/10/2009	275,3	176,2	14,5	59,1
20/10/2009	389,5	269,5	9,6	4,4
17/11/2009	397,4	58,6	14,8	2,8
25/11/2009	324,4	134,7	23,0	11,7
01/12/2009	418,7	213,9	39,1	11,8
15/12/2009	192,8	92,0	9,0	32,5
02/02/2010	264,0	39,0	6,7	0,0
23/02/2010	113,0	36,0	8,8	3,7
02/03/2010	766,0	113,0	15,1	13,9
09/03/2010	244,3	80,0	2,4	41,1
16/03/2010	643,9	197,3	4,2	15,6
23/03/2010	841,5	173,1	8,3	23,2
30/03/2010	197,2	207,0	19,7	33,8
06/04/2010	136,4	39,6	2,2	7,6
13/04/2010	196,5	17,6	1,9	2,6
27/04/2010	261,3	240,0	16,1	42,5
25/05/2010	428,7	93,3	23,8	20,5
08/06/2010	381,3	26,2	0,0	0,0
24/08/2010	207,9	63,0	3,9	8,1
28/09/2010	309,1	232,3	27,3	29,2

DQO_{TOTAL} (mgO₂ L⁻¹)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
11/03/2008	837,5	400,0	75,0	190,0	95,0	170,0
08/04/2008	1450,0	300,0	20,0	17,5	27,5	45,0
15/04/2008	625,0	262,5	22,5	55,0	57,5	4,0
29/04/2008	1225,0	550,0	92,5	102,5	102,5	100,0
06/05/2008	1112,5	287,0	47,5	55,0	52,5	55,0
13/05/2008	1025,0	512,5	75,0	112,5	90,0	92,5
27/05/2008	1425,0	350,0	45,0	60,0	60,0	52,5
03/06/2008	850,0	662,5	62,5	65,0	70,0	62,5
10/06/2008	1050,0	350,0	52,5	57,5	62,5	65,0
17/06/2008	1062,5	462,5	57,5	70,0	75,0	42,5
24/06/2008	1237,5	275,0	32,5	42,5	35,0	45,0
01/07/2008	1025,0	175,0	17,5	20,0	30,0	17,5
08/07/2008	1000,0	312,5	35,0	15,0	22,5	10,0
15/07/2008	1212,5	675,0	22,5	192,5	42,5	27,5
22/07/2008	512,5	400,0	37,5	77,5	87,5	47,5
05/08/2008	487,5	275,0	5,0	10,0	10,0	25,0
12/08/2008	1850,0	787,5	180,0	62,5	60,0	67,5
19/08/2008	1612,5	450,0	15,0	35,0	25,0	40,0
26/08/2008	825,0	500,0	10,0	27,5	10,0	5,0
02/09/2008	1775,0	362,5	35,0	42,5	32,5	62,5
09/09/2008	1500,0	350,0	62,5	72,5	40,0	57,5
16/09/2008	2162,5	462,5	165,0	147,5	200,0	205,0
30/09/2008	1300,0	937,5	52,5	35,0	45,0	50,0
07/10/2008	1050,0	462,5	65,0	102,5	95,0	120,0
14/10/2008	900,0	312,5	47,5	22,5	35,0	40,0
21/10/2008	1150,0	337,5	20,0	22,5	27,5	35,0

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	1125,0	550,0	40,0	20,0	15,0	25,0
18/11/2008	750,0	200,0	67,5	55,0	17,5	40,0
25/11/2008	1900,0	512,5	20,0	7,5	32,5	30,0
02/12/2009	1000,0	487,5	42,5	25,0	30,0	22,5
09/12/2009	1862,5	425,0	162,5	52,5	60,0	65,0
13/01/2009	662,5	287,5	32,5	37,5	30,0	30,0
27/01/2009	425,0	237,5	72,5	60,0	75,0	47,5
03/02/2009	912,5	312,5	80,0	32,5	42,5	47,5
10/02/2009	1137,5	637,5	20,0	30,0	75,0	40,0
10/03/2009	425,0	325,0	52,5	40,0	12,5	37,5
24/03/2009	500,0	350,0	12,5	27,5	20,0	80,0
31/03/2009	975,0	350,0	100,0	87,5	90,0	98,0
07/04/2009	1522,0	405,0	44,0	54,0	98,0	34,0
14/04/2009	1225,0	1000,0	52,5	60,0	70,0	97,5
26/05/2009	612,5	1075,0	140,0	2,5	25,0	125,0
02/06/2009	1762,5	537,5	35,0	40,0	50,0	42,5
09/06/2009	1212,5	475,0	25,0	37,5	47,5	52,5
16/06/2009	775,0	437,5	70,0	35,0	47,5	50,0
23/06/2009	815,0	390,0	25,0	38,0	45,0	33,0
30/06/2009	1425,0	362,5	15,0	45,0	40,0	30,0
07/07/2009	1015,0	325,0	68,0	40,0	50,0	55,0
14/07/2009	1590,0	1040,0	43,0	68,0	95,0	88,0
18/08/2009	575,0	250,0	32,5	22,5	25,0	35,0
25/08/2009	1350,0	425,0	30,0	45,0	48,0	65,0
01/09/2009	1450,0	240,0	13,0	33,0	60,0	88,0

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	850,0	337,5	27,5	32,5
06/10/2009	687,5	487,5	67,5	197,5
20/10/2009	700,0	625,0	45,0	20,0
27/10/2009	762,5	287,5	17,5	0,0
17/11/2009	975,0	375,0	82,5	55,0
25/11/2009	825,0	362,5	77,5	77,5
01/12/2009	788,0	438,0	120,0	48,0
15/12/2009	638,0	253,0	58,0	123,0
02/02/2010	300,0	37,5	22,5	0,0
09/02/2010	587,5	275,0	80,0	82,5
23/02/2010	700,0	112,5	32,5	20,0
02/03/2010	1775,0	425,0	82,5	110,0
09/03/2010	675,0	387,5	47,5	140,0
16/03/2010	1050,0	450,0	65,0	67,5
23/03/2010	1178,0	390,0	11,0	80,0
30/03/2010	486,0	292,0	83,6	95,7
06/04/2010	547,3	438,0	18,1	18,1
13/04/2010	715,7	241,5	8,4	23,0
20/04/2010	547,0	74,0	47,2	44,8
27/04/2010	801,2	219,3	86,0	146,6
25/05/2010	656,0	413,0	112,6	59,3
08/06/2010	425,4	25,4	0,0	0,0
24/08/2010	612,5	212,5	32,5	45,0
31/08/2010	487,5	225,0	75,0	85,0
28/09/2010	550,0	325,0	90,0	80,0
05/10/2010	500,0	312,5	20,0	122,5
26/10/2010	512,5	237,5	47,5	55,0

COD (mg L⁻¹)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
11/03/2008	132,1	49,2	7,7	7,3	7,7	6,3
08/04/2008	293,5	55,4	7,4	7,0	8,2	9,1
15/04/2008	134,4	57,9	7,7	10,6	11,0	10,8
29/04/2008	263,4	31,6	7,9	9,4	10,4	10,4
06/05/2008	186,9	39,1	7,6	9,4	8,7	8,4
13/05/2008	283,6	51,2	9,2	13,0	12,1	13,4
27/05/2008	288,0	60,9	9,9	12,7	13,2	12,5
03/06/2008	174,4	125,9	9,9	11,7	13,6	12,3
10/06/2008	232,0	48,1	9,5	11,0	12,8	11,7
17/06/2008	295,0	52,1	15,1	17,1	19,1	17,4
24/06/2008	234,4	45,7	9,9	10,4	11,2	10,9
01/07/2008	250,0	45,5	8,2	8,3	9,5	9,3
16/09/2008	217,0	80,2	11,0	8,7	11,9	12,8
30/09/2008	208,4	164,3	15,4	11,0	13,3	17,5
07/10/2008	248,1	89,6	18,2	20,1	24,1	32,3
14/10/2008	216,8	71,2	10,9	13,0	0,0	17,2
21/10/2008	230,8	74,4	8,8	10,9	13,2	57,4

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	254,2	57,3	11,7	12,5	9,2	10,6
18/11/2008	191,9	46,8	13,8	17,1	19,0	10,5
25/11/2008	298,7	30,7	7,4	7,6	12,9	10,3
02/12/2009	139,8	98,6	16,3	7,8	12,3	9,7
09/12/2009	462,5	38,3	50,1	7,8	9,0	15,7
13/01/2009	129,2	49,6	13,3	7,8	8,4	10,7
27/01/2009	91,1	58,4	16,7	17,7	16,6	19,3
03/02/2009	222,9	69,9	10,5	12,8	11,3	15,1
10/02/2009	287,9	119,1	13,3	8,9	11,3	11,3
10/03/2009	107,7	70,8	8,7	8,4	9,9	12,3
24/03/2009	116,3	49,7	9,1	8,3	10,0	18,2
31/03/2009	158,3	71,3	33,4	23,4	21,4	20,2
07/04/2009	379,2	80,8	9,7	10,0	25,1	15,3
14/04/2009	152,7	112,0	10,2	14,6	12,7	35,3
26/05/2009	176,8	76,4	65,0	12,4	13,6	15,5
02/06/2009	294,0	73,9	9,4	9,3	9,6	10,8
09/06/2009	232,8	76,8	12,3	11,3	11,1	12,8
16/06/2009	211,1	80,2	20,8	19,5	11,8	17,1
23/06/2009	218,9	86,8	15,4	15,8	19,3	16,8
30/06/2009	223,5	72,3	13,1	22,0	25,7	26,6
07/07/2009	209,9	71,0	10,5	11,7	22,1	33,1
14/07/2009	280,5	154,2	13,9	15,9	16,2	27,3
18/08/2009	170,3	78,8	9,3	9,7	14,6	16,1
25/08/2009	324,3	124,9	10,1	12,1	18,0	19,7
01/09/2009	0,0	206,7	0,0	16,2	23,2	28,8

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	137,0	86,2	15,6	16,1
06/10/2009	144,8	86,8	23,0	50,9
20/10/2009	132,5	93,9	58,3	11,9
27/10/2009	152,7	79,5	19,8	14,1
17/11/2009	157,7	53,0	168,7	14,0
25/11/2009	121,3	63,8	20,6	13,2
01/12/2009	173,6	67,7	20,8	9,3
15/12/2009	142,3	96,3	16,2	46,6
02/02/2010	134,2	79,9	15,7	18,0
09/02/2010	150,6	50,0	20,1	20,2
23/02/2010	146,9	76,8	12,5	9,9
27/04/2010	147,5	58,3	26,9	41,9
08/06/2010	127,5	38,0	9,3	8,3
24/08/2010	137,5	52,7	16,4	11,4
31/08/2010	114,9	53,0	14,0	15,4
28/09/2010	145,5	99,4	26,9	25,0
05/10/2010	117,6	86,6	41,1	11,5
26/10/2010	126,2	56,2	14,0	8,7

SÓLIDOS SUSPENSOS TOTAIS (mg L⁻¹)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
11/03/2008	68,3	17,9	0,0	7,5	2,5	2,5
08/04/2008	250,0	60,0	0,0	10,0	20,0	30,0
15/04/2008	202,1	70,0	20,0	10,0	40,0	40,0
29/04/2008	175,0	68,5	0,0	20,0	0,0	12,5
06/05/2008	158,5	50,0	10,0	20,0	20,0	10,0
13/05/2008	125,0	60,0	10,0	50,0	40,0	30,0
03/06/2008	162,5	60,0	40,0	50,0	30,0	60,0
10/06/2008	162,5	50,0	20,0	80,0	10,0	20,0
24/06/2008	225,0	40,0	30,0	20,0	20,0	10,0
01/07/2008	87,5	60,0	40,0	30,0	20,0	20,0
08/07/2008	137,5	40,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15/07/2008	85,7	50,0	0,0	20,0	0,0	0,0
22/07/2008	112,5	70,0	0,0	20,0	20,0	0,0
05/08/2008	112,5	90,0	10,0	0,0	10,0	20,0
12/08/2008	237,5	170,0	40,0	20,0	30,0	40,0
19/08/2008	425,0	80,0	20,0	30,0	30,0	10,0
26/08/2008	125,0	120,0	30,0	20,0	10,0	10,0
02/09/2008	175,0	70,0	30,0	30,0	20,0	20,0
09/09/2008	312,5	60,0	20,0	30,0	20,0	20,0
16/09/2008	300,0	70,0	30,0	10,0	10,0	20,0
30/09/2008	287,5	170,0	50,0	50,0	30,0	20,0
07/10/2008	125,0	80,0	10,0	30,0	30,0	30,0
14/10/2008	137,5	100,0	30,0	30,0	30,0	30,0
21/10/2008	170,0	80,0	50,0	70,0	40,0	50,0

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	175,0	60,0	50,0	40,0	30,0	80,0
18/11/2008	362,5	100,0	30,0	30,0	50,0	30,0
25/11/2008	262,5	30,0	10,0	10,0	10,0	10,0
02/12/2009	175,0	80,0	50,0	20,0	20,0	20,0
09/12/2009	237,5	120,0	50,0	50,0	70,0	50,0
13/01/2009	162,5	155,8	30,0	40,0	30,0	50,0
27/01/2009	125,0	51,9	30,0	30,0	40,0	50,0
03/02/2009	176,5	10,0	0,0	10,0	20,0	0,0
10/02/2009	133,3	35,5	0,0	10,0	0,0	0,0
10/03/2009	102,6	0,0	0,0	10,0	0,0	10,0
24/03/2009	255,6	159,2	40,0	30,0	40,0	30,0
31/03/2009	369,2	88,9	50,0	40,0	30,0	40,0
07/04/2009	225,0	71,4	30,0	60,0	40,0	0,0
14/04/2009	266,7	100,0	0,0	0,0	10,0	10,0
02/06/2009	400,0	100,0	0,0	20,0	0,0	10,0
09/06/2009	257,1	185,7	40,0	40,0	50,0	50,0
16/06/2009	150,0	184,6	130,0	50,0	50,0	40,0
23/06/2009	253,3	111,1	10,0	10,0	10,0	10,0
30/06/2009	282,4	120,0	40,0	60,0	50,0	70,0
07/07/2009	257,1	70,0	10,0	10,0	30,0	20,0
14/07/2009	303,6	244,4	10,0	0,0	0,0	10,0
18/08/2009	122,2	20,0	0,0	0,0	0,0	0,0
25/08/2009	325,0	50,0	0,0	0,0	0,0	0,0
01/09/2009	300,0	40,0	0,0	0,0	0,0	0,0

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	211,1	50,0	20,0	30,0
06/10/2009	166,7	80,0	10,0	30,0
20/10/2009	130,0	100,0	20,0	20,0
27/10/2009	300,0	77,8	20,0	0,0
17/11/2009	500,0	60,0	0,0	0,0
25/11/2009	216,7	70,0	30,0	10,0
01/12/2009	166,7	50,0	20,0	10,0
15/12/2009	140,0	60,0	70,0	50,0
02/02/2010	100,0	50,0	10,0	20,0
09/02/2010	50,0	10,0	0,0	20,0
23/02/2010	160,0	20,0	10,0	0,0
02/03/2010	120,0	50,0	20,0	20,0
09/03/2010	120,0	30,0	0,0	40,0
16/03/2010	110,0	10,0	0,0	0,0
23/03/2010	160,0	70,0	0,0	20,0
30/03/2010	60,0	20,0	0,0	0,0
06/04/2010	80,0	10,0	30,0	20,0
13/04/2010	140,0	100,0	20,0	0,0
20/04/2010	110,0	50,0	30,0	60,0
27/04/2010	80,0	60,0	10,0	10,0
08/06/2010	90,0	0,0	0,0	0,0
24/08/2010	110,0	90,0	0,0	20,0
31/08/2010	100,0	20,0	0,0	30,0
28/09/2010	90,0	30,0	10,0	0,0
05/10/2010	100,0	50,0	10,0	20,0
26/10/2010	70,0	30,0	10,0	0,0

FÓSFORO TOTAL (mg L⁻¹)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
11/03/2008	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0
08/04/2008	1,3	1,0	0,1	0,3	0,3	0,3
15/04/2008	1,4	1,5	0,3	0,5	0,5	0,5
29/04/2008	0,6	0,7	0,2	0,4	0,3	0,2
06/05/2008	1,4	1,3	0,3	0,4	0,4	0,4
13/05/2008	1,3	1,3	0,3	0,4	0,4	0,5
27/05/2008	1,2	1,3	0,3	0,4	0,4	0,3
03/06/2008	2,5	2,1	0,8	0,6	0,2	1,2
10/06/2008	2,7	2,8	1,1	1,0	1,2	1,3
17/06/2008	2,7	2,5	1,0	1,4	1,5	1,4
24/06/2008	2,8	2,1	0,5	0,9	0,6	1,6
01/07/2008	2,6	2,6	1,5	1,5	1,6	1,6
08/07/2008	2,0	2,6	1,4	1,8	2,4	1,7
15/07/2008	2,0	2,0	1,7	2,2	2,2	2,3
22/07/2008	1,8	2,7	1,3	1,7	1,9	1,4
05/08/2008	2,2	1,7	0,9	1,4	2,0	1,4
12/08/2008	2,9	3,0	0,4	1,3	1,2	1,5
19/08/2008	3,0	2,9	0,8	1,3	1,7	1,9
26/08/2008	2,9	2,9	1,1	1,5	1,7	2,2
02/09/2008	2,5	2,9	1,0	1,4	1,7	1,8
09/09/2008	2,4	2,8	1,1	1,5	2,2	2,2
16/09/2008	3,0	2,5	1,2	1,4	1,7	2,1
30/09/2008	3,0	2,6	1,2	1,4	1,6	0,6
07/10/2008	2,6	2,6	1,4	0,0	2,1	1,9
21/10/2008	2,6	3,5	1,5	1,8	2,6	2,7

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	2,8	2,9	2,6	2,6	2,4	2,3
18/11/2008	2,1	1,6	1,1	1,9	1,5	1,0
25/11/2008	1,9	1,2	0,8	1,0	0,8	0,8
02/12/2009	1,5	1,9	2,0	0,8	1,0	0,9
09/12/2009	1,8	2,2	2,1	1,3	0,9	2,1
13/01/2009	1,1	1,3	0,9	0,7	0,5	0,7
27/01/2009	1,7	1,4	1,1	1,5	1,9	2,1
03/02/2009	0,7	0,7	0,7	0,6	0,7	0,7
10/02/2009	2,1	2,5	1,9	1,9	1,8	2,1
10/03/2009	1,8	2,0	1,3	1,3	2,0	2,0
24/03/2009	2,1	2,4	1,6	1,6	2,1	1,3
31/03/2009	1,9	2,2	3,3	2,5	3,0	3,0
07/04/2009	1,9	2,1	1,7	2,2	2,2	1,4
14/04/2009	1,8	2,0	1,5	1,7	1,7	2,1
26/05/2009	2,4	2,6	3,7	1,4	1,1	1,3
02/06/2009	3,0	2,9	0,8	1,2	0,9	1,4
09/06/2009	2,5	2,7	1,5	1,9	1,4	1,9
16/06/2009	2,5	2,4	1,3	1,5	1,2	2,0
23/06/2009	2,4	2,5	2,2	2,4	2,2	2,2
30/06/2009	2,7	2,8	1,0	2,4	2,2	2,9
07/07/2009	3,1	3,3	2,0	2,6	1,4	2,6
14/07/2009	2,6	3,3	1,9	2,5	3,0	1,6
18/08/2009	3,0	2,8	2,3	2,6	2,4	2,3
01/09/2009	3,9	1,8	0,4	1,1	1,1	1,5

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	1,1	2,3	2,0	1,5
06/10/2009	3,0	2,8	1,9	2,5
20/10/2009	2,3	2,8	0,5	2,1
17/11/2009	2,5	2,9	2,3	0,9
25/11/2009	2,1	2,1	1,2	1,4
01/12/2009	2,1	2,2	1,7	1,4
15/12/2009	2,3	4,0	1,3	2,1
02/02/2010	2,3	2,4	1,9	1,8
09/02/2010	2,4	1,6	2,8	0,7
23/02/2010	1,7	0,9	1,0	0,5
02/03/2010	1,5	1,5	1,4	1,2
09/03/2010	2,0	2,0	1,3	1,4
16/03/2010	2,5	2,3	1,2	2,3
23/03/2010	2,0	2,5	1,3	0,8
30/03/2010	1,8	1,3	0,6	1,5
13/04/2010	2,3	2,2	1,9	1,4
20/04/2010	1,9	1,6	2,5	2,0
27/04/2010	2,0	2,2	2,5	2,4
25/05/2010	2,0	2,4	1,8	1,5
08/06/2010	2,2	2,2	1,9	1,5
24/08/2010	2,6	3,3	2,8	1,7
31/08/2010	2,0	2,3	2,3	1,9
28/09/2010	2,1	2,7	1,7	2,2
05/10/2010	2,1	1,9	1,9	2,2
26/10/2010	2,4	2,8	2,7	2,2

N – NTK (mg L⁻¹)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
11/03/2008	30,7	46,9	4,3	6,6	7,1	4,5
08/04/2008	63,0	30,5	10,3	20,4	7,1	12,6
15/04/2008	27,7	58,7	8,6	12,6	22,4	18,9
29/04/2008	43,6	65,5	6,3	11,6	9,1	12,3
06/05/2008	113,7	116,9	7,6	18,4	16,1	3,5
13/05/2008	64,5	105,8	0,0	2,5	8,1	0,0
27/05/2008	1,0	63,0	0,0	0,5	0,0	0,0
03/06/2008	24,7	55,9	0,0	0,0	2,0	0,0
10/06/2008	45,4	44,9	4,5	6,1	0,0	4,0
17/06/2008	75,4	65,7	5,2	3,9	5,8	3,9
24/06/2008	43,8	59,9	3,9	5,8	7,7	0,0
01/07/2008	56,0	63,8	11,6	14,8	12,2	16,1
08/07/2008	33,5	59,3	11,6	9,0	6,4	8,4
15/07/2008	48,3	58,0	10,3	1,9	5,8	16,1
22/07/2008	58,6	67,6	12,9	18,0	12,9	14,8
05/08/2008	72,8	80,5	17,4	21,3	15,5	18,0
12/08/2008	61,2	59,3	17,4	14,2	14,5	25,8
19/08/2008	57,3	58,0	15,5	17,4	21,3	20,6
26/08/2008	56,7	67,0	19,3	4,5	4,5	1,3
02/09/2008	59,3	57,3	11,0	5,2	3,9	6,4
09/09/2008	60,5	55,4	7,1	1,3	1,9	2,6
16/09/2008	44,4	59,9	6,4	6,4	15,5	16,7
30/09/2008	40,3	57,0	2,6	0,3	12,9	10,3
21/10/2008	54,7	59,2	5,2	5,2	13,5	16,1

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	39,3	63,8	10,3	7,7	0,6	1,3
18/11/2008	42,5	59,2	4,5	14,2	19,5	23,2
25/11/2008	50,9	29,6	1,3	1,3	9,7	11,6
02/12/2009	46,4	50,2	4,5	2,6	15,5	15,5
09/12/2009	32,2	50,2	1,3	5,8	10,3	5,2
13/01/2009	41,9	48,9	6,4	3,2	11,6	14,2
27/01/2009	46,4	38,6	7,7	4,8	10,9	20,0
03/02/2009	39,3	47,0	1,9	1,3	5,8	18,0
10/02/2009	41,2	36,5	0,6	0,6	4,1	6,8
10/03/2009	42,6	45,0	6,2	5,9	13,8	14,7
24/03/2009	36,8	47,6	0,6	1,5	1,5	15,3
31/03/2009	32,3	50,6	3,8	3,6	2,9	10,0
07/04/2009	39,7	42,9	5,9	3,2	25,9	16,8
14/04/2009	37,0	42,3	0,9	0,9	2,1	29,4
26/05/2009	40,6	58,8	17,3	5,9	8,2	21,8
02/06/2009	54,4	62,0	4,4	5,0	6,2	8,2
09/06/2009	39,4	58,8	10,6	3,8	4,7	11,2
16/06/2009	41,2	57,0	7,1	6,5	17,6	14,1
23/06/2009	45,3	57,0	1,2	5,9	18,8	11,8
30/06/2009	45,9	60,0	0,6	2,9	22,3	10,0
07/07/2009	80,6	65,0	5,3	6,5	9,7	17,6
14/07/2009	46,5	63,3	5,0	2,2	20,2	12,9
18/08/2009	38,6	64,4	2,8	1,1	6,2	12,9
01/09/2009	47,6	65,0	0,0	9,5	16,8	24,1

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	47,6	50,6	18,8	23,5
06/10/2009	51,2	54,1	30,0	41,7
20/10/2009	50,6	58,8	24,7	31,2
27/10/2009	58,2	74,7	30,0	12,3
17/11/2009	43,7	60,5	37,6	26,9
25/11/2009	50,4	57,8	41,0	24,2
01/12/2009	40,3	47,0	39,6	12,8
15/12/2009	56,5	46,4	28,9	45,7
02/02/2010	57,1	54,4	28,9	37,0
09/02/2010	52,4	55,1	34,9	39,0
23/02/2010	58,5	54,4	21,5	24,2
02/03/2010	43,7	45,7	29,6	37,6
09/03/2010	54,4	48,3	16,1	43,0
16/03/2010	52,4	47,7	20,2	36,3
23/03/2010	39,9	60,8	14,5	32,3
30/03/2010	38,0	32,8	30,6	31,6
06/04/2010	61,6	46,2	19,7	23,4
13/04/2010	52,4	56,0	24,0	30,2
20/04/2010	50,5	54,8	48,0	48,7
27/04/2010	49,9	60,7	32,0	36,7
25/05/2010	39,7	51,7	24,3	21,3
08/06/2010	48,4	52,9	15,9	17,4
24/08/2010	69,2	65,9	24,9	54,4
31/08/2010	47,0	60,5	5,4	41,7
28/09/2010	38,9	55,8	10,8	49,1
05/10/2010	51,7	41,0	2,0	44,3
26/10/2010	63,8	65,2	10,8	41,0

N –NH₃ (mg L⁻¹)

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	36,7	63,1	8,4	5,2	0,6	1,3
18/11/2008	38,0	49,6	3,9	7,1	9,0	11,6
25/11/2008	43,8	27,7	0,6	0,6	7,1	10,3
02/12/2009	43,8	47,7	3,2	1,9	12,9	14,2
09/12/2009	36,1	54,1	5,2	6,4	14,2	7,1
13/01/2009	41,9	47,0	6,4	3,2	11,6	13,5
27/01/2009	42,5	36,1	7,7	4,8	8,4	16,8
03/02/2009	38,0	45,1	1,3	1,3	5,8	16,1
10/02/2009	32,3	35,9	1,2	1,2	4,1	7,9
10/03/2009	39,4	43,5	5,9	5,3	13,5	14,1
24/03/2009	31,2	47,0	- *	0,6	0,6	11,2
31/03/2009	24,1	50,6	3,2	3,1	1,2	7,6
07/04/2009	36,8	42,6	5,3	3,8	24,7	16,8
14/04/2009	37,6	40,9	1,5	1,5	0,6	27,6
26/05/2009	44,4	56,2	20,3	8,5	10,6	17,9
02/06/2009	35,3	56,4	3,5	4,1	4,7	7,1
09/06/2009	39,4	57,6	9,4	2,4	3,5	9,4
16/06/2009	37,0	52,9	5,9	4,7	14,7	11,2
23/06/2009	45,3	52,3	1,2	5,9	18,8	11,8
30/06/2009	31,2	55,3	-	1,8	7,6	0,6
07/07/2009	36,5	60,0	-	1,8	20,0	8,2
14/07/2009	53,5	61,4	2,4	5,3	9,1	16,5
18/08/2009	43,7	53,8	2,8	2,2	12,3	10,6
25/08/2009	34,7	52,6	2,8	1,1	6,2	12,9
01/09/2009	43,7	65,0	-	9,5	16,8	24,1

*Valores não obtidos por problemas operacionais.

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	36,5	45,9	18,8	18,8
06/10/2009	49,4	54,1	28,2	40,0
20/10/2009	50,6	58,8	24,7	31,2
27/10/2009	50,0	65,9	24,7	12,30
17/11/2009	38,3	57,1	36,3	25,50
25/11/2009	45,7	58,5	41,0	15,50
01/12/2009	37,6	45,0	39,0	12,8
15/12/2009	56,5	44,3	26,9	45,7
02/02/2010	45,7	50,4	28,9	32,9
09/02/2010	45,0	51,7	34,9	39,0
23/02/2010	49,7	51,7	21,5	20,1
02/03/2010	34,3	45,7	28,9	37,6
09/03/2010	49,7	45,7	16,9	38,9
16/03/2010	39,7	47,7	20,2	35,6
23/03/2010	35,6	57,1	16,1	33,9
30/03/2010	34,3	31,6	26,9	31,6
06/04/2010	48,7	46,2	19,7	23,4
13/04/2010	51,1	51,1	24,0	30,2
20/04/2010	50,5	54,8	48,1	48,7
27/04/2010	46,8	57,6	30,2	36,0
25/05/2010	39,7	51,7	24,3	21,3
08/06/2010	37,8	50,3	14,4	16,6
24/08/2010	50,4	52,4	15,5	47,0
31/08/2010	43,7	60,5	3,4	37,0
28/09/2010	39,0	55,8	10,8	49,0
05/10/2010	43,0	35,6	3,0	42,0
26/10/2010	45,7	51,7	8,1	27,6

N – NO₃⁻ (mg L⁻¹)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
24/06/2008	6,8	2,9	77,5	97,0	71,5	80,5
01/07/2008	5,0	1,9	70,9	74,5	56,5	58,5
15/07/2008	1,7	2,3	66,2	55,7	60,1	66,2
22/07/2008	2,6	0,0	66,6	44,1	27,9	79,4
05/08/2008	3,1	0,3	73,3	63,6	51,2	53,3
12/08/2008	3,6	0,0	65,0	64,2	65,6	77,7
19/08/2008	0,5	0,5	78,8	69,7	51,2	63,8
26/08/2008	2,1	0,3	71,3	70,7	59,5	57,7
02/09/2008	3,2	0,6	46,2	62,0	47,6	45,8
09/09/2008	0,1	0,0	53,3	58,7	56,9	69,9
16/09/2008	1,3	0,5	66,4	74,5	46,6	63,9
30/09/2008	1,9	0,7	84,8	69,7	60,3	36,5
07/10/2008	2,6	0,0	52,0	51,0	41,7	27,1
14/10/2008	2,5	0,0	68,2	58,7	49,4	47,0
21/10/2008	1,2	0,0	76,3	67,8	52,7	34,2

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	2,7	0,0	44,1	56,3	61,6	48,6
18/11/2008	2,0	0,3	45,4	47,0	35,0	34,8
25/11/2008	1,8	0,0	63,6	65,4	44,5	60,3
02/12/2009	1,2	0,0	68,0	87,1	80,4	116,6
09/12/2009	2,2	1,8	56,7	51,6	73,5	65,4
13/01/2009	1,3	0,0	22,1	39,5	49,6	33,8
27/01/2009	1,6	0,1	43,3	41,9	32,6	37,9
03/02/2009	3,8	1,1	38,9	30,0	39,9	33,4
10/02/2009	0,3	3,4	32,4	40,7	25,7	24,3
10/03/2009	0,5	0,7	32,4	30,4	27,3	32,6
24/03/2009	0,5	0,3	25,8	5,0	12,4	3,8
31/03/2009	3,1	0,9	56,9	54,7	28,0	0,0
07/04/2009	7,5	1,2	131,8	87,9	18,8	50,4
14/04/2009	4,8	1,5	45,0	16,6	22,7	12,8
26/05/2009	3,6	0,3	24,9	39,5	33,4	31,0
02/06/2009	3,5	0,0	69,7	49,4	48,4	59,5
09/06/2009	1,5	0,0	47,4	52,4	47,0	53,50
16/06/2009	11,5	0,0	52,9	48,0	34,8	34,20
23/06/2009	2,3	1,0	45,0	37,1	19,3	26,50
30/06/2009	3,5	0,0	69,7	49,4	48,4	59,5
07/07/2009	4,0	0,0	45,2	38,9	17,8	37,7
14/07/2009	4,6	1,4	43,7	38,5	90,7	16,4
18/08/2009	1,0	0,5	42,1	45,2	33,6	105,7
25/08/2009	5,4	1,4	49,0	32,6	22,5	22,1
01/09/2009	3,1	0,3	61,2	34,0	26,7	21,3

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	4,0	1,4	31	56,9
06/10/2009	1,5	2,4	27,1	12,6
20/10/2009	1,2	5,4	6,6	17,3
27/10/2009	2,4	2,4	7,3	50,4
17/11/2009	1,5	0,0	5,9	31,2
25/11/2009	2,9	0,8	21,9	49,8
01/12/2009	4,7	0,3	3,9	42,1
15/12/2009	2,8	1,0	18,0	9,1
02/02/2010	9,2	2,8	19,6	11,0
09/02/2010	3,2	0,0	10,3	7,3
23/02/2010	2,7	0,0	59,1	109,8
02/03/2010	0,0	0,0	23,1	5,9
09/03/2010	1,8	0,0	54,9	4,5
16/03/2010	1,9	0,0	40,7	13,4
23/03/2010	5,0	20,3	30,8	12,2
30/03/2010	3,0	0,0	22,1	11,0
06/04/2010	1,6	1,6	16,5	13,5
13/04/2010	1,5	1,0	20,0	8,0
20/04/2010	1,7	1,0	4,0	4,0
27/04/2010	1,6	0,8	10,5	10,5
25/05/2010	1,4	0,0	63,4	64,0
08/06/2010	1,8	5,9	44,0	13,8
24/08/2010	2,2	0,0	54,7	28,6
31/08/2010	4,3	1,6	65,0	21,3
28/09/2010	2,1	0,7	49,0	4,3
26/10/2010	2,1	0,0	47,4	32,4

COLIFORMES TOTAIS (NMP 100 mL⁻¹)

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
09/09/2008	1,0 E+08	1,0 E+07	5,2 E+05	1,6 E+05	3,8 E+05	2,0 E+05
16/09/2008	1,0 E+08	7,4 E+06	3,0 E+04	5,2 E+04	5,2 E+04	2,5 E+05
30/09/2008	3,1 E+07	4,6 E+07	6,9 E+05	7,3 E+05	3,9 E+05	2,6 E+04
07/10/2008	2,0 E+07	3,9 E+07	4,5 E+05	7,3 E+05	1,9 E+06	5,2 E+06
14/10/2008	2,6 E+07	1,2 E+07	8,5 E+04	4,1 E+05	1,3 E+06	1,2 E+06
21/10/2008	5,9 E+07	2,2 E+07	9,9 E+03	1,5 E+05	9,3 E+05	1,9 E+06

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	3,6 E+07	1,5 E+07	4,3 E+04	3,5 E+05	6,3 E+04	7,8 E+05
18/11/2008	1,2 E+08	2,9 E+07	1,0 E+04	3,2 E+05	1,2 E+05	1,5 E+05
25/11/2008	9,1 E+07	4,1 E+06	9,3 E+04	4,1 E+03	4,2 E+04	7,0 E+04
02/12/2009	7,5 E+07	5,8 E+07	1,7 E+06	5,2 E+05	2,0 E+06	5,2 E+03
09/12/2009	1,6 E+08	2,6 E+07	6,0 E+05	1,4 E+04	1,2 E+06	6,5 E+05
13/01/2009	1,4 E+07	2,1 E+07	4,1 E+05	1,1 E+05	2,0 E+04	2,7 E+05
27/01/2009	3,1 E+06	1,4 E+05	4,1 E+05	1,1 E+05	2,2 E+04	1,0 E+05
03/02/2009	6,7 E+07	3,0 E+07	2,2 E+05	6,5 E+04	3,9 E+05	7,3 E+05
10/02/2009	4,9 E+07	7,3 E+07	6,9 E+05	3,7 E+04	9,2 E+05	8,7 E+05
10/03/2009	1,5 E+08	1,9 E+07	4,5 E+04	1,0 E+05	2,2 E+05	3,9 E+05
24/03/2009	8,1 E+07	4,9 E+07	3,2 E+04	7,5 E+04	2,9 E+05	2,4E+06
31/03/2009	4,1 E+08	9,8 E+07	3,2 E+05	2,7 E+04	1,6 E+05	4,9 E+05
07/04/2009	1,2 E+08	5,2 E+07	1,5 E+05	8,6 E+04	2,6 E+06	1,6 E+06
14/04/2009	2,0 E+08	9,2 E+07	4,2 E+05	1,5 E+06	5,6 E+04	2,6 E+06
26/05/2009	1,2 E+08	5,2 E+07	1,5 E+05	8,6 E+06	2,6 E+06	1,6 E+06
02/06/2009	9,3 E+07	2,6 E+07	5,5 E+04	2,4 E+04	6,3 E+03	9,7 E+03
09/06/2009	9,9 E+07	3,6 E+07	4,3 E+05	5,6 E+04	1,8 E+05	4,6 E+05
16/06/2009	1,4 E+07	6,1 E+07	4,9 E+05	8,2 E+05	1,7 E+06	1,2 E+06
23/06/2009	8,4 E+07	2,3 E+07	5,9 E+04	3,4 E+05	2,2 E+05	1,6 E+05
30/06/2009	8,8 E+07	3,5 E+07	3,7 E+04	9,6 E+04	4,9 E+05	1,6 E+05
07/07/2009	3,2 E+08	1,2 E+08	1,1 E+05	3,2 E+05	6,1 E+05	1,6 E+06
14/07/2009	8,4 E+09	9,8 E+07	8,4 E+03	3,0 E+03	6,8 E+04	4,9 E+05
18/08/2009	3,7 E+07	1,6 E+07	1,0 E+04	3,9 E+05	7,3 E+05	1,7 E+06
01/09/2009	1,0 E+08	2,4 E+08	1,1 E+04	2,4 E+04	8,4 E+04	1,1 E+06

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	2,1 E+08	5,8 E+07	7,3 E+05	1,7 E+06
06/10/2009	2,0 E+08	1,2 E+08	2,4 E+06	2,4 E+06
20/10/2009	2,1 E+08	9,2 E+05	2,0 E+05	2,8 E+06
27/10/2009	5,6 E+07	6,9 E+07	1,2 E+06	1,5 E+05
17/11/2009	2,1 E+08	3,9 E+07	2,4 E+06	2,0 E+05
25/11/2009	1,3 E+08	5,5 E+07	1,6 E+06	1,6 E+06
01/12/2009	1,2 E+08	5,5 E+07	1,7 E+06	1,4 E+05
15/12/2009	8,6 E+07	2,4 E+08	2,4 E+06	2,4 E+06
02/02/2010	3,2 E+07	1,4 E+07	3,4 E+05	2,8 E+05
09/02/2010	1,6 E+08	1,2 E+07	2,0 E+06	2,4 E+06
23/02/2010	7,8 E+07	5,4 E+07	6,0 E+04	6,3 E+03
02/03/2010	1,8 E+08	2,0 E+07	2,4 E+06	2,4 E+06
09/03/2010	2,0 E+08	3,0 E+07	1,2 E+05	7,2 E+05
16/03/2010	2,5 E+08	5,2 E+07	3,4 E+05	2,4 E+06
23/03/2010	2,4 E+08	2,0 E+07	1,2 E+05	1,9 E+06
30/03/2010	9,3 E+07	2,3 E+07	2,4 E+06	2,4 E+06
06/04/2010	1,2 E+08	2,0 E+07	1,4 E+06	2,4 E+06
13/04/2010	6,8 E+07	2,5 E+07	5,4 E+05	8,7 E+05
27/04/2010	8,8 E+07	2,1 E+07	6,5 E+05	1,0 E+06
25/05/2010	6,8 E+07	1,6 E+07	1,8 E+05	1,0 E+06
08/06/2010	4,5 E+07	1,8 E+07	1,7 E+05	2,6 E+05
24/08/2010	1,6 E+08	1,9 E+07	7,5 E+03	1,4 E+06
31/08/2010	3,1 E+08	1,6 E+07	5,8 E+05	1,1 E+06
28/09/2010	1,0 E+08	4,3 E+07	1,2 E+06	1,1 E+06
05/10/2010	4,4 E+07	1,4 E+07	2,2 E+04	2,4 E+06
26/10/2010	2,0 E+06	2,3 E+06	1,0 E+03	3,1 E+04

***E.coli* (NMP 100 mL⁻¹)**

→ 1ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			100	150	200	250
09/09/2008	9,9 E+06	9,9 E+06	1,1 E+05	4,1 E+04	8,4 E+04	6,3 E+04
16/09/2008	9,9 E+07	2,0 E+06	1,0 E+04	3,1 E+04	2,0 E+04	1,7 E+05
30/09/2008	2,0 E+06	3,0 E+06	1,9 E+05	1,2 E+05	5,4 E+04	1,2 E+04
07/10/2008	2,0 E+06	1,2 E+06	1,3 E+05	2,8 E+05	4,3 E+05	6,8 E+05
14/10/2008	2,0 E+06	1,2 E+06	2,0 E+04	9,7 E+04	2,9 E+05	4,1 E+05
21/10/2008	3,0 E+06	1,8 E+05	9,9 E+03	1,0 E+04	1,8 E+05	5,0 E+05

→ 2ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)			
			300	400	500	600
11/11/2008	3,0 E+06	1,3 E+06	5,2 E+03	1,1 E+05	1,0 E+04	2,1 E+05
18/11/2008	2,0 E+06	1,3 E+06	1,0 E+04	1,0 E+04	1,0 E+04	1,0 E+04
25/11/2008	1,0 E+06	3,1 E+05	3,1 E+03	1,0 E+03	8,5 E+03	7,4 E+03
02/12/2009	2,0 E+07	4,1 E+06	3,4 E+05	4,8 E+04	2,0 E+05	1,0 E+03
09/12/2009	1,6 E+07	3,2 E+06	6,0 E+04	3,8 E+04	1,1 E+05	1,9 E+05
13/01/2009	5,2 E+06	3,7 E+06	8,8 E+04	2,4 E+04	1,0 E+03	5,8 E+04
27/01/2009	1,0 E+06	1,6 E+04	3,1 E+05	1,8 E+04	1,4 E+04	1,8 E+04
03/02/2009	6,3 E+06	3,6 E+06	1,0 E+05	1,5 E+04	6,8 E+04	2,0 E+05
10/02/2009	4,1 E+06	4,3 E+06	3,0 E+05	1,2 E+04	3,0 E+05	2,2 E+05
10/03/2009	1,2 E+07	3,7 E+06	2,6 E+04	3,8 E+04	9,0 E+04	8,6 E+04
24/03/2009	1,0 E+06	1,1 E+06	1,4 E+04	2,3 E+04	3,6 E+04	8,7 E+05
31/03/2009	8,5 E+06	2,6 E+06	6,1 E+04	2,8 E+04	2,4 E+04	1,4 E+05
07/04/2009	6,3 E+06	3,3 E+06	4,6 E+04	3,3 E+04	9,2 E+05	4,3 E+05
14/04/2009	1,1 E+07	5,0 E+06	1,0 E+05	3,2 E+05	1,0 E+03	1,1 E+06
26/05/2009	6,3 E+06	3,3 E+06	4,6 E+04	3,3 E+04	9,2 E+05	4,3 E+05
02/06/2009	6,3 E+06	2,8 E+06	1,7 E+04	7,5 E+03	1,0 E+03	1,0 E+03
09/06/2009	3,0 E+06	8,4 E+05	7,8 E+04	8,5 E+03	3,2 E+04	7,4 E+04
16/06/2009	1,1 E+07	2,1 E+06	1,7 E+05	1,8 E+05	3,7 E+05	1,6 E+05
23/06/2009	2,0 E+06	1,3 E+06	1,2 E+04	7,2 E+04	4,2 E+04	1,3 E+04
30/06/2009	9,8 E+06	2,3 E+06	1,1 E+04	2,6 E+04	1,1 E+05	3,6 E+04
07/07/2009	9,2 E+06	1,9 E+06	4,3 E+04	7,1 E+04	9,1 E+04	2,5 E+05
14/07/2009	1,0 E+06	6,6 E+06	2,0 E+03	1,0 E+03	9,7 E+03	6,2 E+04
18/08/2009	5,2 E+06	1,2 E+06	2,0 E+03	1,2 E+05	1,4 E+05	3,7 E+05
01/09/2009	2,0 E+06	5,2 E+05	1,0 E+03	3,1 E+03	4,1 E+03	4,2 E+04

→ 3ª Fase do Projeto

Data da Coleta	Esgoto Bruto	Filtro Anaeróbio	Efluente dos Filtros de Areia (L m ⁻² dia ⁻¹)	
			700	800
29/09/2009	1,7 E+07	3,9 E+06	2,0 E+05	4,3 E+05
06/10/2009	3,0 E+06	2,9 E+06	1,2 E+05	5,2 E+05
20/10/2009	6,3 E+06	2,6 E+05	3,3 E+05	5,2 E+05
27/10/2009	1,0 E+06	1,2 E+06	1,9 E+05	9,7 E+03
17/11/2009	7,5 E+06	8,4 E+05	4,1 E+05	5,8 E+04
25/11/2009	3,1 E+06	3,0 E+06	1,9 E+05	2,0 E+05
01/12/2009	3,1 E+06	1,1 E+06	2,5 E+05	2,8 E+04
15/12/2009	1,0 E+06	2,8 E+07	3,4 E+05	7,3 E+05
02/02/2010	5,2 E+06	2,1 E+06	8,4 E+04	1,8 E+05
09/02/2010	3,1 E+06	1,2 E+06	1,2 E+05	4,6 E+05
23/02/2010	1,0 E+06	3,3 E+06	8,6 E+03	1,0 E+03
02/03/2010	9,6 E+06	1,4 E+06	8,6 E+05	6,8 E+05
09/03/2010	4,1 E+06	1,3 E+06	5,2 E+03	1,2 E+05
16/03/2010	1,0 E+06	3,0 E+06	6,1 E+04	5,1 E+05
23/03/2010	4,1 E+06	1,9 E+06	1,4 E+04	1,6 E+05
30/03/2010	3,1 E+06	7,4 E+05	7,7 E+05	7,7 E+05
06/04/2010	9,8 E+06	3,1 E+06	8,7 E+05	1,2 E+06
13/04/2010	2,0 E+06	3,6 E+06	1,5 E+05	3,4 E+05
27/04/2010	1,0 E+06	4,1 E+06	1,7 E+05	4,1 E+05
25/05/2010	1,0 E+06	9,7 E+05	1,7 E+05	1,9 E+05
08/06/2010	1,0 E+06	6,3 E+05	7,3 E+04	4,9 E+04
24/08/2010	6,3 E+06	1,4 E+06	1,0 E+03	2,4 E+05
31/08/2010	2,1 E+07	1,3 E+06	7,5 E+03	1,6 E+05
28/09/2010	4,1 E+06	1,6 E+06	2,8 E+05	1,3 E+05
05/10/2010	1,0 E+06	6,3 E+05	7,4 E+03	4,3 E+05
26/10/2010	1,0 E+06	1,0 E+05	1,0 E+03	5,2 E+03