



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE TECNOLOGIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA E AMBIENTAL

MESTRADO EM ENGENHARIA URBANA E AMBIENTAL

JOSÉ DORIVALDO FLORÊNCIO DE OLIVEIRA

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE REATORES DE CRESCIMENTO ADERIDO E
DISPERSO PÓS TANQUES SÉPTICOS TRATANDO ESGOTOS DOMICILIARES**

JOÃO PESSOA - PB

MARÇO - 2014

JOSÉ DORIVALDO FLORÊNCIO DE OLIVEIRA

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE REATORES DE CRESCIMENTO ADERIDO E
DISPERSO PÓS TANQUES SÉPTICOS TRATANDO ESGOTOS DOMICILIARES**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental, da Universidade Federal da Paraíba como exigência para obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana e Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Gilson Barbosa Athayde
Junior

JOÃO PESSOA - PB

MARÇO - 2014

O48e Oliveira, José Dorivaldo Florêncio de.
Estudo comparativo entre reatores de crescimento aderido e disperso pós tanques sépticos tratando esgotos domiciliares / José Dorivaldo Florêncio de Oliveira.-- João Pessoa, 2014.
92f. : il.
Orientador: Gilson Barbosa Athayde Junior
Dissertação (Mestrado) - UFPB/CT
1. Engenharia urbana e ambiental. 2. Esgoto domiciliar - tratamento. 3. Reator anaeróbio. 4. Crescimento aderido. 5. Crescimento disperso.

UFPB/BC

CDU: 62:711(043)

**“ESTUDO COMPARATIVO ENTRE REATORES DE CRESCIMENTO ADERIDO E
DISPERSO PÓS TANQUES SÉPTICOS TRATANDO ESGOTOS DOMICILIARES”**

JOSÉ DORIVALDO FLORÊNCIO DE OLIVEIRA

Dissertação aprovada em 27 de Março de 2014

Período letivo: 2013.2



Prof. Dr. GILSON BARBOSA ATHAYDE JÚNIOR – UFPB
Orientador



Prof. Dr. RENNIO FELIX DE SENA – UFPB
Examinador interno



Prof. Dr. ANDRÉ BEZERRA DOS SANTOS – UFC
Examinador externo



Prof. Dr. LEONARDO VIEIRA SOARES – UFPB
Examinador externo

João Pessoa – PB
2014

*Aos meus pais, José Geraldo de Oliveira e Alice Florêncio de Oliveira,
pela herança deixada para os filhos, a educação.*

*À minha esposa, Sônia Paula Alexandrino de Oliveira,
por todo incentivo, apoio e amor.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me dar saúde, sabedoria e perseverança e sempre me guiar nos momentos mais difíceis da minha vida.

Aos meus pais, José Geraldo de Oliveira e Alice Florêncio de Oliveira, pelo amor incondicional e dedicação que sempre dispuseram aos filhos.

À minha esposa, Sônia Paula Alexandrino de Oliveira, que sempre esteve ao meu lado em todos os momentos me dando atenção, carinho e sempre esteve disposta a ajudar desde o mais simples ao mais grave problema que aparecesse.

A todos os familiares, que sempre me apoiaram e incentivaram em todo o decorrer da minha vida.

Ao Prof. Dr. Gilson Barbosa Athayde Junior, meu orientador, ofereço sincero agradecimento pela disponibilidade, conhecimento repassado e incentivo em trabalhar nesse projeto.

Ao PPGEUA, por dar o apoio necessário para a realização de um mestrado.

À Prof.^a Dr.^a Carmem Lúcia Moreira Gadelha, Coordenadora do Laboratório de Saneamento, por todo apoio técnico, espaço e equipamentos cedidos para que essa pesquisa fosse realizada.

Aos meus colegas do mestrado, em especial Sofia Fernandes Lemos de Souza por todo apoio no monitoramento do sistema experimental e na realização das análises de laboratório, bem como, pela disponibilidade em contribuir com esta pesquisa.

Aos alunos de iniciação científica, Afonso, Matheus, Natália e Ysa, por todo apoio no monitoramento do sistema experimental e na realização das análises de laboratório.

Aos meus colegas de trabalho, técnicos do Laboratório de Saneamento, Romildo, Elson, Fabiana e André, por todo apoio, incentivo e conhecimento compartilhado.

Ao colega William Vieira Fernandes, por iniciar este projeto junto com o Prof. Gilson, dando condições para o desenvolvimento desta pesquisa.

Aos colegas de mestrado Everton Leite Veloso e Sergio Ricardo Honório de Assis, pelo incentivo e disponibilidade.

Aos técnicos do LABEME, em especial Sebastião, sempre disponível para me ajudar nesta caminhada.

Sumário

Lista de figuras.....	viii
Lista de tabelas.....	x
Lista de quadros.....	xi
Lista de abreviaturas e siglas.....	xii
Resumo.....	xiii
Abstract.....	xiv
1.0. Introdução.....	15
2.0. Revisão de literatura.....	19
2.1. Sistemas de esgotamento sanitário.....	19
2.1.1. Sistemas coletivos.....	20
2.1.2. Sistemas individuais.....	20
2.1.2.1. Tanques sépticos.....	20
2.2. Caracterização de esgotos domésticos.....	22
2.3. O tratamento dos esgotos.....	23
2.3.1. Os sistemas biológicos de tratamento.....	24
2.3.2. Crescimento microbiano nos sistemas anaeróbios de tratamento.....	26
2.3.3. Reatores anaeróbios com crescimento aderido.....	28
2.3.4. Reatores anaeróbios com crescimento disperso.....	30
2.3.4.1. Reator anaeróbio de fluxo ascendente e manta de lodo - UASB.....	30
2.3.4.2. Reator anaeróbio de leito fluidizado - RALF.....	32
2.3.4.3. Reatores anaeróbios compartimentados sequenciais ou de chicanas.....	34
2.3.4.4. Tanque séptico modificado ou não convencional (fluxo ascendente).....	36
2.3.4.5. Sistemas tanque séptico UASB do inglês “UASB septic tank”.....	37
2.4. Digestão anaeróbia.....	40
2.4.1. Hidrólise e acidogênese.....	41
2.4.2. Acetogênese.....	42
2.4.3. Metanogênese.....	43
2.4.4. Outros processos biológicos que ocorrem na digestão anaeróbia.....	43

3.0. Materiais e métodos.....	44
3.1. O sistema experimental.....	44
3.1.1. Descrição geral.....	44
3.1.2. Dimensionamento.....	48
3.1.2.1. O tanque séptico.....	48
3.1.2.2. As caixas limitadoras de vazão.....	49
3.1.2.3. Os reatores anaeróbios de fluxo ascendente.....	51
3.1.3. Operação e manutenção das unidades do sistema experimental.....	53
3.1.3.1. Tanque séptico.....	53
3.1.3.2. Caixa distribuidora de vazão.....	53
3.1.3.3. Caixas limitadoras de vazão.....	53
3.1.3.4. Reatores anaeróbios de fluxo ascendente.....	53
3.2. Medições de vazão.....	54
3.2.1. Complementação de volumes.....	55
3.3. Análises físico-químicas.....	55
3.3.1. Procedimentos de coleta e amostragem.....	55
3.3.2. Parâmetros analisados e métodos utilizados.....	56
3.3.3. Tratamento estatístico dos dados experimentais.....	57
4.0. Resultados e discussão.....	58
4.1. Medições de vazão.....	58
4.1.1. Medições de vazão de 07h às 19h (12 horas).....	58
4.1.2. Medições de vazão de 06h às 06h (24 horas).....	65
4.1.3. Complementação de volumes.....	67
4.2. Análises físico-químicas.....	70
4.2.1. Temperatura.....	72
4.2.2. pH.....	73
4.2.3. Alcalinidade total.....	73
4.2.4. Nitrogênio amoniacal.....	74
4.2.5. Turbidez.....	76
4.2.6. Sólidos.....	77
4.2.6.1. Sólidos sedimentáveis.....	77
4.2.6.2. Sólidos suspensos totais.....	78
4.2.6.3. Sólidos suspensos voláteis.....	79

4.2.7. Matéria orgânica (DBO ₅ e DQO).....	80
4.2.7.1. Demanda bioquímica de oxigênio (5 dias de incubação a 20 °C).....	80
4.2.7.2. Demanda química de oxigênio.....	81
4.3. Obstruções no leito de brita do reator 1 (filtro anaeróbio).....	82
5.0. Conclusões.....	84
6.0. Sugestões para pesquisas futuras.....	85
7.0. Referências bibliográficas.....	86

Lista de figuras

Figura 1: Representação esquemática de tanques sépticos com câmara única (a); e com duas câmaras - tanque Imhoff (b).....	21
Figura 2: Esquema de um reator anaeróbio compartimento sequencial.....	34
Figura 3: Desenho esquemático do sistema tanque séptico UASB em duas fases.....	38
Figura 4: Rotas metabólicas e grupos microbianos envolvidos na digestão anaeróbia....	41
Figura 5: Desenho esquemático do sistema de tratamento de esgotos: a) Planta (em cima); b) Perfil (embaixo).....	44
Figura 6: Foto geral do sistema de tanque séptico e demais reatores anaeróbios.....	45
Figura 7: Caixa distribuidora de vazão.....	46
Figura 8: Caixas limitadoras de vazão	46
Figura 9: Caixas limitadoras de vazão dos reatores R1 e R3.....	47
Figura 10: Reator 1 (Crescimento aderido) a) sem esgoto; b) com esgoto.....	47
Figura 11: Reator 3 (Crescimento disperso) a) sem esgoto; b) com esgoto.....	48
Figura 12: Hidrograma hipotético para dimensionamento das caixas limitadoras.....	50
Figura 13: Medição de vazão efluente dos reatores.....	54
Figura 14: Coleta do efluente do TS.....	56
Figura 15: Coleta dos efluentes do R1 e R3.....	56
Figura 16: Vazão nos reatores no dia 07/02/2013 (quinta-feira).....	58
Figura 17: Vazão nos reatores no dia 21/02/2013 (quinta-feira).....	58
Figura 18: Vazão nos reatores no dia 07/03/2013 (quinta-feira).....	59
Figura 19: Vazão nos reatores no dia 21/03/2013 (quinta-feira).....	59
Figura 20: Vazão nos reatores no dia 04/04/2013 (quinta-feira).....	59
Figura 21: Vazão nos reatores no dia 11/04/2013 (quinta-feira).....	60
Figura 22: Vazão nos reatores no dia 14/06/2013 (sexta-feira).....	60
Figura 23: Vazão nos reatores no dia 04/07/2013 (quinta-feira).....	60
Figura 24: Vazão nos reatores no dia 24/07/2013 (quarta-feira).....	61
Figura 25: Vazão nos reatores no dia 07/08/2013 (quarta-feira).....	61
Figura 26: Vazão nos reatores no dia 19/08/2013 (segunda-feira).....	61
Figura 27: Vazão nos reatores no dia 06/09/2013 (sexta-feira).....	62
Figura 28: Vazão nos reatores no dia 04/10/2013 (sexta-feira).....	62
Figura 29: Vazão nos reatores no dia 11/10/2013 (sexta-feira).....	62
Figura 30: Vazão nos reatores no dia 01/11/2013 (sexta-feira).....	63
Figura 31: Vazão nos reatores no dia 22/11/2013 (sexta-feira).....	63
Figura 32: Vazão nos reatores durante 24 h no dia 03/12/2013 (terça-feira).....	65

Figura 33: Vazão nos reatores durante 24 h no dia 04/12/2013 (quarta-feira).....	66
Figura 34: Vazão nos reatores durante 24 h no dia 06/12/2013 (sexta-feira).....	66
Figura 35: Variação temporal da temperatura.....	72
Figura 36: Boxplot da temperatura.....	72
Figura 37: Variação temporal do pH.....	73
Figura 38: Boxplot do pH.....	73
Figura 39: Variação temporal da alcalinidade total.....	74
Figura 40: Boxplot da alcalinidade total.....	74
Figura 41: Variação temporal do nitrogênio amoniacal.....	75
Figura 42: Boxplot do nitrogênio amoniacal.....	75
Figura 43: Variação temporal da turbidez.....	77
Figura 44: Boxplot da turbidez.....	77
Figura 45: Variação temporal dos sólidos sedimentáveis.....	77
Figura 46: Boxplot dos sólidos sedimentáveis.....	77
Figura 47: Variação temporal dos SST.....	78
Figura 48: Boxplot dos SST.....	78
Figura 49: Variação temporal dos SSV.....	79
Figura 50: Boxplot dos SSV.....	79
Figura 51: Variação temporal da DBO ₅	80
Figura 52: Boxplot da DBO ₅	80
Figura 53: Variação temporal da DQO.....	81
Figura 54: Boxplot da DQO.....	81

Lista de tabelas

Tabela 1: Concentrações típicas de esgoto doméstico bruto.....	23
Tabela 2: Parâmetros físico-químicos do esgoto bruto na cidade de João Pessoa.....	23
Tabela 3: Características médias de esgotos domésticos, águas negras e águas cinzas.....	24
Tabela 4: Velocidades ascensionais recomendadas para o projeto de reatores UASB, tratando esgotos domésticos.....	31
Tabela 5: Volume de vazios, índice de vazios e TDH dos reatores anaeróbios para as vazões médias estimadas.....	52
Tabela 6: Vazões médias reais dos reatores anaeróbios.....	69
Tabela 7: Volume de vazios, índice de vazios e TDH dos reatores anaeróbios para as vazões médias reais.....	70

Lista de quadros

Quadro 1: Principais vantagens e desvantagens dos sistemas anaeróbios em relação aos processos aeróbios de tratamento de esgotos.....	26
Quadro 2: Datas das coletas das amostras.....	55
Quadro 3: Parâmetros analisados e métodos utilizados.....	57
Quadro 4: Vazão média dos reatores R1 e R3 nos diferentes dias, vazão média total e percentual referente à maior vazão entre ambos.....	64
Quadro 5: Volumes afluentes aos reatores anaeróbios.....	68
Quadro 6: Valores médios, desvios-padrão, ANOVA e eficiências de remoção....	71
Quadro 7: Descargas de fundo realizadas no reator 1.....	82

Lista de abreviaturas e siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANOVA	Análise de Variância
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
COT	Carbono Orgânico Total
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DBO ₅	Demanda Bioquímica de Oxigênio - Padrão de 5 dias à 20 °C
DQO	Demanda Química de Oxigênio
ETE	Estação de Tratamento de Esgotos
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LES	Laboratório de Energia Solar
pH	Potencial Hidrogeniônico
PNAD	Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios
PVC	Policloreto de Vinila
RAC	Reator Anaeróbio Compartimentado
RALF	Reator Anaeróbio de Leito Fluidizado
R1	Reator 1 (filtro anaeróbio)
R2	Reator 2 (filtro anaeróbio)
R3	Reator 3 (crescimento disperso)
SANEPAR	Companhia de Saneamento do Paraná
TS	Tanque Séptico convencional
UASB	Upflow Anaerobic Sludge Blanket
UFPB	Universidade Federal da Paraíba

Resumo

Estudou-se a eficiência de remoção de demanda bioquímica de oxigênio (DBO_5), demanda química de oxigênio (DQO), sólidos suspensos totais (SST) e sólidos suspensos voláteis (SSV) em dois reatores anaeróbios que recebiam efluentes semi-regularizados (vazão limitada a algo em torno de 3,2 vezes a vazão média) de um tanque séptico, sendo um deles de crescimento aderido (R1, com leito de brita nº4) e o outro de crescimento disperso (R3, sem material suporte para crescimento microbiano). Este sistema foi instalado na Residência Universitária da UFPB, em João Pessoa-PB. O esgoto a ser tratado era proveniente de dois banheiros que atendiam a uma população teórica de 4 habitantes. Foram realizadas 11 coletas do efluente do tanque séptico e dos efluentes dos reatores 1 e 3, no período compreendido entre 28/02/2013 e 10/12/2013. A temperatura e o pH nos reatores se apresentaram na faixa 24,5 - 28,1 °C e 7,3 - 8,1, respectivamente, valores estes, propícios ao tratamento anaeróbio de esgotos domiciliares. As eficiências de remoção de DBO_5 (32,8 e 27,1%, em R1 e R3, respectivamente), DQO (43,4 e 33,0%, em R1 e R3, respectivamente), SST (56,2 e 48,0%, em R1 e R3, respectivamente) e SSV (54,7 e 46,2%, em R1 e R3, respectivamente) foram elevadas. Isto demonstra a aplicabilidade desses sistemas de baixo custo a unidades habitacionais desprovidas de sistema coletivo de esgotamento sanitário, na redução da carga poluidora lançada em corpos aquáticos. Um teste de análise de variância demonstrou não haver diferenças significativas ao nível de 5% entre as médias dos parâmetros correspondentes nos dois reatores, sugerindo que, para reatores que recebam vazões com atenuação dos picos, não há necessidade do meio suporte, podendo representar diminuição nos custos envolvidos.

Palavras-Chave: esgoto domiciliar, tratamento de esgoto, reator anaeróbio, crescimento aderido, crescimento disperso.

Abstract

The efficiency of removal of the biochemical oxygen demand (BOD₅), chemical oxygen demand (COD), total suspended solids (TSS) and volatile suspended solid (SSV) were studied in two anaerobic reactors which received semi-settled effluent (flow limited around 3.2 times the average flow) of a septic tank, one being adhered growth (R1, with bed of gravel N°. 4) and the other dispersed growth (R3 without support material for microbial growth). This system was installed in the University Residence at UFPB in João Pessoa-PB. The treated sewage came from two bathrooms that catered to a theoretical population of 4 inhabitants. Eleven samples of the effluent from the septic tank and the effluent from the reactors 1 and 3 were performed in the period between 28/02/2013 and 10/12/2013. The temperature and pH of the reactors were presented in the range 24.5 to 28.1 ° C and 7.3 to 8.1, respectively. Those values are from the anaerobic treatment of household sewage. The BOD₅ removal efficiencies (32.8 and 27.1% in R1 and R3, respectively), COD (43.4 and 33.0% in R1 and R3, respectively), SST (56.2 and 48.0% in R1 and R3, respectively) and VSS (54.7 and 46.2% in R1 and R3, respectively) were high. It demonstrates a good applicability of these low-cost housing units which are devoid of collective sewage system in the reduction of pollution load released in water bodies systems. An analysis of variance showed no significant difference of 5% between the average of the corresponding parameters of the two reactors, suggesting that reactor that receives discharges from the attenuation peaks, there is no need of support means, which may represent a reduction in costs involved.

Keywords: household sewage, sewage treatment, anaerobic reactor, attached growth, dispersed growth.

1.0. Introdução

Os serviços públicos de saneamento básico, quais sejam, abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos e drenagem e manejo das águas pluviais urbanas, são imprescindíveis para a garantia da saúde, da segurança e da qualidade de vida da população. Sendo assim, a falta ou até mesmo a ineficiência na prestação desses serviços podem resultar em elevados índices de morbidade e mortalidade.

No que diz respeito ao esgotamento sanitário, sabe-se que o lançamento de esgotos domésticos brutos no meio ambiente, dentre outros problemas, acarreta a poluição dos recursos hídricos, trazendo prejuízos à saúde da população, principalmente o aumento da mortalidade infantil. Os países em desenvolvimento são os que mais sofrem com essa realidade, carecendo de instalações apropriadas de coleta e de tratamento de águas residuais (AL-SHAYAH E MAHMOUD, 2008). No Brasil, a poluição dos recursos hídricos pelo lançamento de esgotos domésticos “in natura” é um problema que persiste ao longo das gerações e vem se agravando ainda mais com o exagerado crescimento populacional ocorrido nos últimos anos.

Para ressaltar o descaso com relação aos índices de esgotamento sanitário, no Brasil no ano de 2011, o índice de atendimento urbano com rede coletora de esgoto era de apenas 55,5% da população urbana, no entanto, o tratamento, era realizado para apenas 37,5% do volume total de esgoto gerado. No mesmo ano, na Região Nordeste, apenas 28,4% da população urbana tinha acesso à rede coletora de esgoto, enquanto o índice de tratamento atingia apenas 30,1% do volume total de esgoto gerado (SNIS, 2013). Os dados retratam as desigualdades regionais na oferta desses serviços essenciais à população.

Considerando estes baixos índices de cobertura por sistemas de esgotamento sanitário, constata-se a necessidade da implantação de sistemas simplificados de coleta e tratamento dos esgotos, sejam eles individuais ou coletivos. Estes sistemas devem ser de baixo custo de implantação e operação, eficientes, simples de operar e sustentáveis. Desta forma, deve-se ainda levar em conta a realidade das diferentes regiões brasileiras, adequando a tecnologia aos recursos disponíveis.

A lei Federal nº 11.445/2007, que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico e para a política federal de saneamento básico, mediante alguns dos seus princípios fundamentais a saber: i) universalização do acesso; ii) adoção de métodos, técnicas e processos que considerem as peculiaridades locais e regionais; iii) eficiência e sustentabilidade econômica; e iv) utilização de tecnologias apropriadas, considerando a

capacidade de pagamento dos usuários e a adoção de soluções graduais e progressivas, reforçam a necessidade por sistemas simplificados de esgotamento sanitário. Em consequência, poderão ocorrer melhorias significativas dos indicadores de coleta e tratamento de esgotos no Brasil (BRASIL, 2007).

Esta lei, em seu Art. 45, § 1º, diz que: “Na ausência de redes públicas de saneamento básico, serão admitidas soluções individuais de abastecimento de água e de afastamento e destinação final dos esgotos sanitários, observadas as normas editadas pela entidade reguladora e pelos órgãos responsáveis pelas políticas ambiental, sanitária e de recursos hídricos.” (BRASIL, 2007).

O tanque séptico ou fossa séptica, devido à sua simplicidade e ao baixo custo, é, provavelmente, o sistema mais largamente aplicado no mundo para o tratamento de esgotos de domicílios individuais. A eficiência relativamente baixa na remoção dos poluentes e a necessidade periódica de retirada de lodo são suas principais desvantagens (VAN HAANDEL *et al.*, 2006). Outra desvantagem que cabe aqui ressaltar é que como os processos anaeróbios, incluindo o tanque séptico, removem principalmente o material orgânico, uma etapa de pós-tratamento (polimento) para remover os nutrientes e os agentes patogênicos pode ser necessária, dependendo dos requisitos do tratamento.

No Brasil, se tem ampla utilização dessa alternativa para o afastamento dos despejos com 40,4% dos esgotos direcionados para fossas sendo (6,6% de fossas sépticas ligadas à rede coletora; 13,1% de fossas sépticas não ligadas à rede coletora; 20,7% de fossas rudimentares). Na região Nordeste essa média é ainda maior 55,4%, distribuídos respectivamente, como citado acima em (2,9%; 18,7% e 33,8%), segundo dados de 2009 da pesquisa nacional por amostra de domicílios - PNAD (IBGE, 2012).

O pós-tratamento de efluentes de tanques sépticos, através de filtros anaeróbios, se tornou bastante popular no Brasil a partir da década de 80 com a promulgação da NBR 7.229 da ABNT, em 1982. A associação destes dois reatores anaeróbios passou a ser bastante utilizada, pois, além da praticidade no projeto que não necessitava de especialistas na área de tratamento de esgotos, eram simples de construir e operar, sem falar no custo aceitável de implantação. Ainda hoje, com a ainda vigente NBR 7.229/1993 bem como a NBR 13.969/1997, essa tecnologia continua sendo intensivamente utilizada para novos loteamentos com populações inferiores a 1.000 habitantes (SOBRINHO e JORDÃO, 2001). A NBR 13.969/97 (ABNT, 1997) aponta que a eficiência de remoção de matéria orgânica biodegradável de um conjunto tanque séptico - filtro anaeróbio pode variar de 40 a 75%.

A NBR 13.969/97 (ABNT, 1997) preconiza que o material suporte a ser utilizado nos filtros anaeróbios deve ser brita, peças de plástico ou outros materiais resistentes ao meio agressivo. No caso de brita, essa norma recomenda a de nº 4 ou nº 5. É importante salientar que, o custo do material suporte composto por brita, pode às vezes inviabilizar essa alternativa, sem falar na degradação do meio ambiente, resultante da extração deste recurso natural não renovável.

Ainda com relação ao filtro anaeróbio, ressalta-se que a utilização de meios suportes, notadamente o mais comumente utilizado, que é a brita, ocupa um determinado volume no reator, com consequente diminuição no tempo de detenção hidráulica para um dado volume de reator. No entanto, espera-se que esta perda de tempo de detenção se contraponha à melhoria de desempenho ocasionada pelo crescimento mais eficiente do biofilme aderido ao meio suporte.

Para o completo tratamento das águas residuais e da vasta proteção ambiental mundial os sistemas descentralizados de tratamento de esgotos são indispensáveis. No Brasil os sistemas (TS - FA) são largamente utilizados em meios rurais e em comunidades de pequeno porte, no entanto, diante da atual situação do saneamento no país, permite-nos admitir que os sistemas descentralizados de tratamento de esgotos tendem a ser amplamente adotados como solução sanitária também nas periferias das grandes cidades, por geralmente serem localidades de difícil implantação de redes coletoras.

A presente pesquisa utiliza um sistema composto por tanque séptico, seguido de dois reatores anaeróbios de fluxo ascendente, em paralelo, sendo um deles dotado de meio suporte para o crescimento microbiano e o outro desprovido deste meio suporte. Optou-se pela não utilização de meio suporte em um dos reatores, no intuito de proporcionar um aproveitamento máximo reacional do reator, em função do aumento do tempo de detenção hidráulica e possivelmente o tempo de residência celular para um determinado volume do reator.

Estudos sobre o tratamento de esgotos domésticos através de tanques sépticos seguidos por reatores anaeróbios de fluxo ascendente com crescimento disperso são relativamente escassos, motivo pelo qual esses sistemas necessitam de uma maior investigação.

Nesse sentido, o objetivo geral do presente trabalho foi comparar a eficiência na remoção de matéria orgânica entre reatores anaeróbios com crescimento microbiano aderido (com meio suporte de brita nº 4), com reatores anaeróbios com crescimento microbiano

disperso, ambos tratando efluente de tanque séptico e mantidos seus volumes aparentes iguais, como parâmetro para comparação.

Os objetivos específicos deste trabalho foram:

- ✓ Caracterizar os efluentes do tanque séptico e de dois outros reatores com base em parâmetros físicos e químicos, comparando-os também com os dados disponíveis na literatura;
- ✓ Avaliar a eficiência na remoção de poluentes em termos de matéria orgânica (DBO_5 e DQO), e sólidos suspensos (SST e SSV) promovida pelo reator 1 (filtro anaeróbio), comparando-a com a de outros filtros anaeróbios de sistemas simplificados de tratamento de esgotos domésticos disponíveis na literatura;
- ✓ Avaliar a eficiência na remoção de poluentes em termos de matéria orgânica (DBO_5 e DQO), e sólidos suspensos (SST e SSV) promovida pelo reator 3 (reator com crescimento disperso), comparando-a com a de outros reatores anaeróbios de fluxo ascendente com crescimento disperso de sistemas simplificados de tratamento de esgotos domésticos disponíveis na literatura.

2.0. Revisão de literatura

2.1. Sistemas de esgotamento sanitário

Segundo a NBR 9648 (ABNT, 1986), esgoto doméstico é o despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas. Segundo Pessoa e Jordão (1995), o mesmo provém principalmente de residências, estabelecimentos comerciais, instituições ou quaisquer edificações que dispõem de instalações de banheiros, lavanderias, cozinhas, ou qualquer dispositivo de utilização de água para fins domésticos. Compõem-se essencialmente da água de banho, urina, fezes, papel higiênico, restos de comida, sabão, detergentes e águas de lavagem.

Os esgotos domésticos podem ainda serem divididos em águas negras e águas cinzas: as águas negras são provenientes de vasos sanitários, contém basicamente fezes, urina e papel higiênico; as águas cinzas são provenientes dos diversos pontos de consumo de água na edificação (lavatórios, chuveiros, pia de cozinha, lavanderia, etc.), excetuando-se apenas as águas residuárias provenientes de vasos sanitários (GONÇALVES *et al.*, 2006).

A NBR 7.229 (ABNT, 1993) define esgoto sanitário como água residuária composta de esgoto doméstico, despejo industrial admissível a tratamento conjunto com esgoto doméstico e água de infiltração. A mesma também define sistema de esgotamento sanitário como sendo um conjunto de instalações que reúne coleta, tratamento e disposição das águas residuárias.

Segundo Nuvolari (2003), as principais finalidades, na implantação de um sistema de esgotamento sanitário numa cidade, relacionam-se a três aspectos: higiênico, social e econômico. As questões ecológicas relativas à fauna e à flora terrestre ou aquática refletem-se na economia de modo geral, pela preservação dos recursos hídricos e das terras marginais à jusante, para sua plena utilização no desenvolvimento humano, considerados aí todos os usos econômicos da água: abastecimento doméstico, irrigação, geração de energia, navegação, dessedentação de animais, esportes, lazer, e outros – todos eles inviabilizados pelo lançamento indiscriminado de esgotos nas águas ou no próprio solo.

As soluções para o esgotamento sanitário podem ser coletivas ou individuais.

2.1.1. Sistemas coletivos

À medida que as cidades e as aglomerações humanas tornam-se maiores, as soluções individuais para tratamento e destino final dos esgotos domésticos devem dar lugar às soluções de caráter coletivo, tais como, os sistemas públicos de esgotamento sanitário. Por outro lado, para comunidades pequenas e isoladas, as soluções individualizadas podem se apresentar vantajosas.

2.1.2. Sistemas individuais

As soluções coletivas de esgotamento sanitário são consideradas impraticáveis no meio rural e às vezes difícil, por razões principalmente econômicas, em muitas comunidades urbanas e suburbanas (FUNASA, 2006). Nesses casos são indicadas soluções individuais para cada domicílio ou uma pequena quantidade destes.

No ambiente urbano, as soluções individuais são indicadas para pontos de difícil acesso a rede coletora convencional ou quando, nas concepções de projeto, podem aumentar os custos da obra, seja por instalações de estações elevatórias (e seus respectivos consumos de energia) ou por escavações em profundidades muito elevadas (RODRIGUES, 2008).

O tratamento e destinação final dos esgotos domésticos, através de soluções individuais, podem ser realizados por meio das seguintes opções (FUNASA, 2006):

- ✓ Onde não existe água encanada (fossa seca, fossa estanque, fossa de fermentação ou privada química);
- ✓ Onde existe água encanada (tanque séptico ou tanque Imhoff).

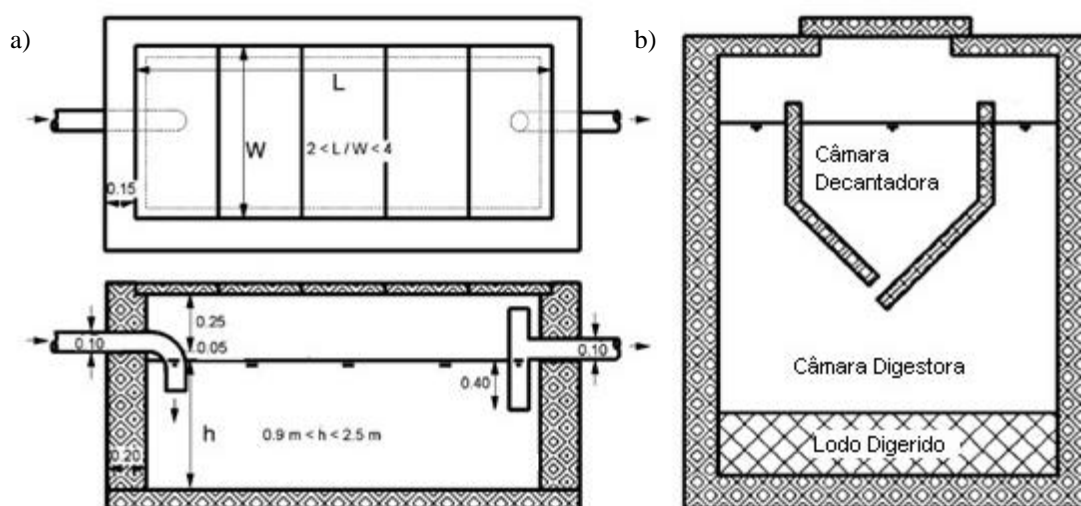
Na segunda opção, quando se dispõe de água encanada, o esgoto doméstico deve ser conduzido, preferencialmente, à rede pública de esgotamento sanitário, quando houver dispositivos de tratamento no final da rede. Não havendo rede pública, o esgoto doméstico deverá ser levado a um tanque séptico ou tanque Imhoff (FUNASA, 2006).

2.1.2.1. Tanques sépticos

Tanques sépticos são unidades de tratamento onde o tratamento primário (decantação de sólidos) é associado à digestão anaeróbia do lodo sedimentado. O mesmo pode ser construído, quer como uma unidade única, conforme Figura 1 (a) ou dividido em duas partes: uma câmara superior para a sedimentação e uma inferior para a digestão. A segunda

configuração na Figura 1 (b) é chamada de tanque Imhoff depois de seu inventor, o alemão Imhoff. A vantagem de separar as duas funções é que as bolhas dos gases gerados não conseguem limitar a sedimentação dos sólidos. Por esse motivo, o tempo de detenção hidráulica na unidade de câmara única (12 a 24 horas) é maior do que no tanque Imhoff (2 h na câmara de decantação). O curto tempo de detenção é uma vantagem considerável, uma vez que o volume é reduzido na mesma proporção (VAN HAANDEL *et al.*, 2006). Economicamente o tanque séptico é recomendado para populações de até 100 habitantes. Esse sistema requer que as residências disponham de suprimento de água (FUNASA, 2006).

Figura 1: Representação esquemática de tanques sépticos com câmara única (a); e com duas câmaras - tanque Imhoff (b).



Fonte: (Adaptado de VAN HAANDEL *et al.*, 2006).

Segundo Van Haandel *et al.*, (2006), típico destes sistemas clássicos (tanque séptico e tanque Imhoff) é o fluxo horizontal das águas residuais através da parte superior do sistema, enquanto que o lodo anaeróbico descansa na parte inferior do tanque. Por conseguinte, nenhum esforço específico é feito para assegurar e aumentar o contato entre o material orgânico afluyente e o lodo biológico na parte inferior.

O tanque séptico é uma das alternativas mais simples para esgotos de residências individuais e pequenas áreas desprovidas de redes coletoras de esgotos. Entretanto, devido à eficiência relativamente baixa na remoção da DBO₅ (entre 30% e 55%), nutrientes e microrganismos patogênicos, são necessários tratamentos complementares (CHERNICHARO, 2007). Van Haandel *et al.*, (2006), acrescenta ainda que a eficiência relativamente baixa, aliada à necessidade de retirada do lodo periodicamente, são suas principais desvantagens.

Segundo a NBR 7.229/93 (ABNT, 1993) um sistema de tanque séptico é um conjunto de unidades destinadas ao tratamento e à disposição de esgotos, mediante utilização de tanque séptico e unidades complementares de tratamento e/ou disposição final de efluentes e lodo. O mesmo aplica-se primordialmente ao tratamento de esgoto doméstico e, em casos plenamente justificados, ao esgoto sanitário. Sendo indicado somente para: a) áreas desprovidas de rede pública coletora de esgoto; b) alternativa de tratamento de esgoto em áreas providas de rede coletora local; e ainda c) retenção prévia dos sólidos sedimentáveis, quando da utilização de rede coletora com diâmetro e/ou declividade reduzidos para transporte de efluente livre de sólidos sedimentáveis.

2.2. Caracterização de esgotos domésticos

Os esgotos sanitários oriundos de uma cidade e que contribuem à estação de tratamento de esgotos (ETE) são essencialmente compostos por esgotos domésticos, águas residuárias industriais e águas de infiltração. Von Sperling (1996a) afirma que a caracterização quantitativa das vazões afluentes à ETE deve considerar a análise em separado de cada uma destas três contribuições.

No caso específico deste trabalho, não foi necessária a caracterização quantitativa destas três componentes das vazões afluentes, pois, o estudo baseou-se apenas nos esgotos essencialmente domésticos tratados por um sistema de tanque séptico, o qual tem seu dimensionamento preconizado pela NBR 7.229 (ABNT, 1993).

Na caracterização qualitativa dos esgotos, normalmente não há interesse em se determinar os diversos compostos dos quais as águas residuárias são constituídas, sendo assim, é preferível que se utilizem parâmetros indiretos que traduzam o caráter ou o potencial poluidor do despejo em questão. Esses parâmetros definem a qualidade do esgoto, podendo ser divididos em três categorias: parâmetros físicos, químicos e biológicos (VON SPERLING, 1996a). Esses parâmetros analíticos também têm sua importância: no monitoramento e/ou na operação dos sistemas de tratamento de esgotos; no monitoramento do lançamento dos seus efluentes nos corpos receptores; bem como, no dimensionamento das unidades de tratamento. A Tabela 1 mostra concentrações típicas de alguns dos parâmetros físico-químicos de esgotos domésticos brutos.

Tabela 1: Concentrações típicas de esgoto doméstico bruto

Parâmetros	Unidade	Concentração		
		Fraco	Médio	Forte
SST	mg/L	100	220	350
SSV	mg/L	80	165	275
Sólidos sedimentáveis	mL/L	5	10	20
DBO ₅	mg/L	110	220	400
DQO	mg/L	250	500	1.000
NH ₃	mg/L	12	25	50
Alcalinidade	mg/L	50	100	200

Fonte: Adaptado de Metcalf e Eddy (1991).

Os valores médios dos parâmetros analíticos do esgoto bruto da cidade de João Pessoa afluentes à ETE de Mangabeira estão apresentados na Tabela 2. Nela observa-se que todos os parâmetros se enquadram dentro das faixas citadas acima, entretanto, assemelhando-se mais ao esgoto de concentrações médias a altas.

Tabela 2: Parâmetros físico-químicos do esgoto bruto na cidade de João Pessoa

Parâmetros	Unidade	Concentração
Temperatura	°C	29,0
pH	-	7,3
Alcalinidade	mg/L	241,0
SST	mg/L	219,0
SSV	mg/L	163,0
DBO ₅	mg/L	264,0
DQO	mg/L	895,0

Fonte: (Adaptado de BARACUHY, 2006).

2.3. O tratamento dos esgotos

Os esgotos domésticos contêm aproximadamente 99,9% de água. A fração restante inclui sólidos orgânicos e inorgânicos, suspensos e dissolvidos, bem como microrganismos. Portanto, é devido a essa fração de 0,1% que há necessidade de se tratar os esgotos (VON SPERLING, 1996a).

Características médias de águas residuais domésticas, águas negras e águas cinzas são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3: Características médias de esgotos domésticos, águas negras e águas cinzas.

Parâmetros	Unidade	Concentração		
		Esgoto doméstico bruto	Águas negras	Águas cinzas
DBO ₅	mg/L	115 - 400	300 - 600	100 - 400
DQO	mg/L	210 - 740	900 - 1500	200 - 700
N total	mg/L	20 - 80	100 - 300	8 - 30
P total	mg/L	6 - 23	40 - 90	2 - 7

Fonte: Henze and Ledin (2001) *apud* Luostarinen *et al.*, (2007).

A maior parte do material orgânico, nutrientes e organismos patogênicos em águas residuais domésticas estão em águas negras (51% de DQO, 91% de nitrogênio, 78% de fósforo) (TERPSTRA, 1999 *apud* LUOSTARINEN *et al.*, 2007), fazendo com que seu tratamento seja de grande importância. Além disso, o tratamento das águas residuais mais concentradas diminui o tamanho do reator, reduzindo, portanto, os custos de projeto e os requisitos de espaço (LETTINGA *et al.*, 2001 *apud* LUOSTARINEN *et al.*, 2007).

Van Haandel e Lettinga (1994), afirmam que o principal objetivo do tratamento de esgotos é a correção das suas características indesejáveis, de tal maneira que o seu uso ou sua disposição final possam ocorrer de acordo com as regras e critérios definidos pelas autoridades legislativas competentes. Por esta razão o tratamento dos esgotos incluirá a redução da concentração de pelo menos um dos quatro constituintes mais importantes dos esgotos, são eles: material orgânico (biodegradável); sólidos em suspensão; nutrientes (notadamente nitrogênio e fósforo) e organismos patogênicos.

Andrade Neto e Campos (1999) afirmam que antes de iniciar o levantamento de dados para a elaboração de um projeto de sistema de tratamento de esgotos são indispensáveis as determinações da qualidade e da quantidade de esgotos a serem conduzidos à estação depuradora, para que seja possível um dimensionamento mais próximo da realidade. Quando não forem acessíveis essas determinações, dados obtidos em bibliografia também são aceitáveis.

2.3.1. Os sistemas biológicos de tratamento

Diversas formas de tratamento de águas residuárias foram desenvolvidas partindo-se do conhecimento do fenômeno da autodepuração que ocorre espontaneamente nos corpos d'água, ou seja, através da atividade de microrganismos presentes nestes ambientes aquáticos naturais em degradar a matéria orgânica dos esgotos lançados. Esses tipos de tratamento foram denominados de biológicos. Andrade Neto e Campos (1999) ressaltam que nas

Estações de Tratamento de Esgotos - ETE's procura-se aperfeiçoar esses processos, a fim de reduzir custos e maximizar a eficiência de degradação, para se atingir o menor tempo de tratamento no menor espaço possível.

Segundo Von Sperling (1996b), os principais organismos envolvidos no tratamento de esgotos são as bactérias, protozoários, fungos, algas e vermes. Dentre estes, as bactérias são os maiores responsáveis pela estabilização da matéria orgânica.

O tratamento biológico alia baixo custo à relativa eficiência na remoção da matéria orgânica dos esgotos. Segundo Chernicharo (2007), a essência dos processos biológicos de tratamento de esgotos reside na capacidade dos microrganismos envolvidos utilizarem os compostos orgânicos biodegradáveis, transformando-os em subprodutos, que podem ser removidos do sistema de tratamento. Os subprodutos formados podem se apresentar na forma sólida (lodo biológico), líquida (água) ou gasosa (gás carbônico, metano, etc.).

Os sistemas biológicos de tratamento de esgotos podem ser aeróbios ou anaeróbios. Segundo Kato *et al.*, (1999), no primeiro, em função das bactérias que necessitam de oxigênio (livre ou molecular) dissolvido no meio para o seu metabolismo, deve haver alguma forma de aeração, artificial ou natural, para degradar a matéria orgânica. No segundo, o oxigênio deve estar ausente, devido à presença de bactérias anaeróbias; estas processam a matéria orgânica somente nessas condições, uma vez que o oxigênio livre é na maioria das vezes um potencial tóxico, inibindo ou impedindo as suas atividades metabólicas.

Qualquer que seja o processo utilizado, aeróbio ou anaeróbio, a capacidade de utilização dos compostos orgânicos depende da atividade microbiana da biomassa presente.

O Quadro 1 apresenta as principais vantagens e desvantagens dos sistemas anaeróbios em relação aos processos aeróbios.

Quadro 1: Principais vantagens e desvantagens dos sistemas anaeróbios em relação aos processos aeróbios de tratamento de esgotos.

Vantagens	Desvantagens
Baixa produção de sólidos, cerca de 5 a 10 vezes inferior à que ocorre nos processos aeróbios, além de que o lodo já se encontra estabilizado.	Suscetibilidade a problemas de toxicidade, devido ao baixo crescimento dos microrganismos anaeróbios.
Baixo consumo de energia.	Usualmente requerem alguma forma de pós-tratamento.
Baixa demanda de área.	Possibilidade de geração de maus odores quando mal projetados e operados.
Baixos custos de implantação, da ordem de R\$ 20,00 a R\$ 40,00 <i>per capita</i> .	Insatisfatória remoção de nitrogênio, fósforo e microrganismos patogênicos.
Produção de metano, um gás combustível.	
Baixo consumo de nutrientes.	

Fonte: Santos e Athayde Junior (2008).

2.3.2. Crescimento microbiano nos sistemas anaeróbios de tratamento de esgotos

Qualquer processo biológico de tratamento é considerado econômico se puder ser operado a baixos tempos de detenção hidráulica e tempos de retenção de sólidos suficientemente longos para permitir o crescimento de microrganismos. Este foi por muitos anos o maior problema da digestão anaeróbia, uma vez que o tempo de retenção de sólidos não podia ser controlado independente da carga hidráulica. Então os microrganismos com baixas taxas de crescimento necessitavam de tempos de retenção longos demais e, por isso reatores de volumes grandes. O desenvolvimento dos processos anaeróbios de alta taxa resolveu este problema, pois estes são capazes de propiciar o desenvolvimento de grandes quantidades de biomassa, de elevada atividade, que pode ser mantida nos reatores mesmo quando operados com baixos tempos de detenção hidráulica (CHERNICHARO, 2007).

A retenção de biomassa de elevada atividade nos sistemas anaeróbios de tratamento de esgotos apresenta-se de diversas formas/mecanismos, tais como: retenção por adesão, retenção por floculação, retenção por granulação e retenção intersticial. Os mesmos estão descritos em mais detalhes abaixo (CHERNICHARO, 2007):

✓ A forma de imobilização, através da adesão, pode se dar em superfícies fixas, como nos processos anaeróbios de leito estacionário, ou em superfícies móveis, como nos processos anaeróbios de leito expandido e fluidificado;

✓ A floculação tem um significado prático, pois as microestruturas floculadas podem ser facilmente separadas da fase líquida por sedimentação. O fenômeno da floculação é de particular importância nos reatores UASB. O crescimento bacteriano em flocos não é necessário para a remoção eficiente de substrato, mas é essencial para garantir um efluente com baixa concentração de sólidos suspensos;

✓ O fenômeno da granulação parece se restringir aos reatores anaeróbios de fluxo ascendente e manta de lodo (UASB) e, em menor escala, aos filtros anaeróbios. Este fenômeno é geralmente associado a despejos ricos em carboidratos e ácidos voláteis;

✓ Na retenção intersticial, a imobilização de biomassa ocorre nos interstícios existentes no meio de suportes estacionários, como é o caso de reatores anaeróbios de leito fixo. As superfícies do material suporte servem de apoio para ao crescimento bacteriano aderido (formação de biofilme), enquanto os espaços vazios existentes no material de empacotamento são ocupados por microrganismos que crescem dispersos.

Segundo Von Sperling (1996b), com relação ao crescimento e ao tipo de sustentação de biomassa, o tratamento biológico de esgotos se processa segundo uma das configurações abaixo:

✓ No crescimento disperso, a biomassa cresce de forma dispersa no meio líquido, sem nenhuma estrutura de sustentação. Lagoas de estabilização, lodos ativados e os reatores anaeróbios de fluxo ascendente e manta de lodo (recebendo esgotos com sólidos em suspensão), são sistemas onde podem ser encontrados estes tipos de crescimento e sustentação da biomassa;

✓ No crescimento aderido, a biomassa cresce aderida a um meio suporte, formando um biofilme. O meio suporte pode estar imerso no meio líquido, ou receber descargas contínuas ou intermitentes de líquido. A matriz do meio suporte pode ser um material sólido natural (pedras, areia, solo) ou artificial (plástico) ou constituído pela própria biomassa aglomerada (grânulo).

Optou-se por discorrer, nos dois próximos tópicos, mais especificamente sobre estes reatores anaeróbios com crescimento aderido e disperso, por entender que os mesmos têm alguma semelhança com os da presente pesquisa, sendo, portanto, essencial o entendimento destes processos para uma boa compreensão desta dissertação.

2.3.3. Reatores anaeróbios com crescimento aderido

Dentre os reatores anaeróbios com crescimento aderido, os filtros anaeróbios de leito fixo, ou simplesmente, filtros anaeróbios, são os mais conhecidos e mais difundidos no mundo. Segundo Chernicharo (2007), os mesmos são caracterizados pela presença de um material de enchimento fixo, no qual os sólidos biológicos podem aderir ou ficar retidos nos seus interstícios. A biomassa aderida ao meio suporte, ou retida em seus interstícios, degrada o substrato contido no fluxo de esgotos e, embora a massa microbiana se desprenda esporadicamente, o tempo de residência celular médio nestes reatores é usualmente superior a 20 dias.

Os filtros anaeróbios podem ter várias formas, configurações e dimensões, desde que se obtenha um fluxo bem distribuído através do leito, seja ascendente ou descendente. Nos filtros de fluxo ascendente, o leito é necessariamente submerso (afogado). Os de fluxo descendente podem trabalhar afogados ou não. Geralmente são cobertos, mas podem ser implantados sem cobertura, quando não houver preocupação com a eventual emissão de maus odores (GONÇALVES *et al.*, 2001).

Os filtros anaeróbios têm sido amplamente utilizados no meio rural e em comunidades de pequeno porte como alternativa de pós-tratamento de efluentes de tanques sépticos (fossas sépticas). A fossa séptica remove anaerobicamente, grande parte dos sólidos suspensos que sedimenta no fundo do tanque e o filtro anaeróbio remove parte da matéria orgânica remanescente no efluente da fossa séptica. O filtro anaeróbio de fluxo ascendente apresenta algumas características que convém aqui ressaltar: a biomassa cresce aderida a um meio suporte, usualmente pedras; o filtro trabalha afogado; a carga de matéria orgânica por unidade de volume é elevada, fato este que garante as condições anaeróbias e repercute na redução de volume do reator; a unidade é fechada (VON SPERLING, 1996a).

Os filtros anaeróbios são relativamente simples de operar e possuem custo relativamente baixo de construção, no entanto, segundo Chernicharo (2007), os mesmos têm como principal desvantagem, a possível acumulação de biomassa no fundo dos reatores operados em fluxo ascendente, podendo provocar o entupimento ou a formação de caminhos preferenciais. Sendo assim, os de fluxo descendente são mais indicados para o tratamento de esgotos que contenham concentrações mais elevadas de sólidos suspensos.

Segundo a NBR 13.969 (ABNT, 1997), o material suporte para o filtro anaeróbio deve ser brita, peças de plástico (em anéis ou estruturados) ou outros materiais resistentes ao meio agressivo. No caso do uso da brita, esta norma recomenda utilizar a de nº 4, correspondente ao diâmetro de 25 a 50 mm ou a de nº 5, correspondente ao diâmetro de 37,5 a 75 mm, segundo a NBR 7.211 (ABNT, 2005).

Em pesquisa cujo objetivo foi comparar a eficiência de diferentes tipos de meio suporte para filtros anaeróbios, num sistema de tratamento composto por tanque séptico e filtro anaeróbio tratando esgoto doméstico, sendo que um dos meios suporte investigados foi a brita nº 4. Foram obtidas eficiências na remoção de DBO_5 de $67,4 \pm 13,6\%$ e sólidos suspensos totais de $93,3 \pm 4,4\%$ para o conjunto, tanque séptico e filtro anaeróbio (com meio de brita). O autor destaca os excelentes resultados em relação à remoção de sólidos. É importante destacar também que neste sistema o tanque séptico já demonstrou eficiência elevada, cabendo ao filtro anaeróbio apenas um polimento do efluente (JORDÃO *et al.*, 2005).

Ávila (2005) monitorou durante seis meses três sistemas (tanque séptico - filtro anaeróbio) com diferentes tipos de meio suporte para o filtro anaeróbio, sendo que um deles possuía o meio suporte de brita nº 4. Com o objetivo de avaliar o comportamento e comparar o desempenho dos sistemas, foram realizadas, no esgoto afluente e nos efluentes tratados, análises físico-químicas dos parâmetros de eficiência conhecidos. Foram obtidas eficiências da ordem de 73,6% na remoção de DQO, 67,4% na remoção de DBO, 93,3% na remoção de SST, 90,3% na remoção de SSV, e 71,6% na remoção de turbidez, para o conjunto tanque séptico-filtro anaeróbio com leito de brita nº 4. Analisando-se a remoção apenas do filtro anaeróbio com leito de brita nº 4, (54,4% para DQO, 27,5% para DBO_5 , 69,1% para SST, 66,1% para SSV, e 45,8% para turbidez), constatou-se que o mesmo desempenhou o seu papel, servindo como uma etapa de polimento do efluente do tanque séptico, removendo parte da matéria orgânica remanescente.

Um estudo desenvolvido por Silva (2003) avaliou um sistema, cujo tratamento inicial ocorria junto à própria economia em tanques sépticos localizados na calçada. Em seguida o efluente era conduzido em canalização de PVC de diâmetro reduzido, para o tratamento final que ocorria em filtro anaeróbio com enchimento em brita nº 4 e polimento final em areia, sendo a seguir lançado no corpo receptor. O referido sistema foi implantado em Restinga

Seca-RS. As eficiências encontradas para o filtro anaeróbio foram (45,72% para DQO, 40,34% para DBO₅ e 42,88% para SST).

O desempenho de filtros anaeróbios com leitos de pedra também foi avaliado por Santos (1995) num sistema, em escala piloto, composto por lagoa de maturação primária seguida por três filtros anaeróbios em paralelo (FB2, FB3 e FB4) cujas granulometrias do meio suporte eram 38, 25 e 19 mm, respectivamente. As eficiências de remoção dos dois primeiros, que correspondem ao filtro anaeróbio com brita nº 4 foram de (38 a 42% para a DBO₅, 27 a 32% para a DQO, e 63 a 65% para os SST).

2.3.4. Reatores anaeróbios com crescimento disperso

2.3.4.1. Reator anaeróbio de fluxo ascendente e manta de lodo - UASB

Dentre os reatores anaeróbios com crescimento disperso, atualmente em operação, o reator UASB (Reator anaeróbio de fluxo ascendente e manta de lodo) é o sistema de tratamento anaeróbio de alta taxa com mais ampla aplicação na prática, o mesmo foi desenvolvido na década de 70 pelo professor Lettinga e sua equipe da Universidade de Wageningen - Holanda. São mais indicados para regiões de clima tropical e subtropical, no entanto, estudos têm sido feitos em escala piloto em regiões de clima moderado (VAN HAANDEL e LETTINGA, 1994).

Segundo Chernicharo (2007), o processo consiste de um fluxo ascendente de esgotos através de um leito de lodo denso e de elevada atividade. O perfil de sólidos no reator varia de muito denso e com partículas granulares de elevada capacidade de sedimentação, próximas ao fundo (leito de lodo), até um lodo mais disperso e leve, próximo ao topo do reator (manta de lodo).

A estabilização da matéria orgânica ocorre em todas as zonas de reação (leito e manta de lodo), sendo a mistura do sistema promovida pelo fluxo ascensional do esgoto e das bolhas de gás. O esgoto entra pelo fundo e o efluente deixa o reator através de um decantador interno localizado na parte superior do reator. Um dispositivo de separação de gases, sólidos e líquidos (separador trifásico), localizado abaixo do decantador interno, garante as condições ótimas para a sedimentação das partículas que se desgarram da manta de lodo, permitindo que estas retornem à câmara de digestão ao invés de serem arrastadas para fora do sistema (CHERNICHARO, 2007).

Ainda segundo este autor isso é conseguido, inicialmente, através da separação do gás contido na mistura líquida, propiciando-se, como consequência, a manutenção de condições ótimas de sedimentação no compartimento de decantação. Embora parte das partículas mais leves seja perdida juntamente com o efluente, o tempo médio de residência de sólidos no reator é mantido suficientemente elevado para manter o crescimento de uma massa densa de microrganismos formadores de metano, apesar do reduzido tempo de detenção hidráulica.

Segundo Chernicharo *et al.*, (1999), esse reator possui diversas vantagens como baixo custo de construção e operação em relação a sistemas aeróbios, pequena demanda de área, além de uma baixa produção de lodo.

Um diferencial importante é o critério adotado para o seu dimensionamento, que utiliza a carga hidráulica em vez da carga orgânica, quando o reator se destina ao tratamento de efluentes de baixa concentração, tais como os esgotos domésticos. Para tanto, é primordial que seja garantida a manutenção de baixas velocidades ascensionais nas áreas destinadas à digestão e decantação, visando à retenção de biomassa e o equilíbrio do sistema. Para que isto aconteça, impõe-se uma redução na altura da unidade de tratamento e o aumento de sua seção transversal (CHERNICHARO *et al.*, 1999; CHERNICHARO, 2007 e COSTA, 2009).

A velocidade superficial do fluxo ou velocidade ascensional é um parâmetro de grande importância no dimensionamento de reatores de crescimento disperso, particularmente dos reatores UASB. Para o caso de tratamento de esgotos domésticos, recomendam-se as seguintes velocidades ascensionais:

Tabela 4: Velocidades ascensionais recomendadas para o projeto de reatores UASB, tratando esgotos domésticos.

Vazão afluyente	Velocidade ascensional (m/h)
Vazão média	0,5 a 0,7
Vazão máxima	$\leq 1,1$
Picos temporários*	$< 1,5$

(*) Picos de vazão com duração entre 2 e 4 horas

Fonte: Lettinga e Hulshoff Pol (1995) *apud* Chernicharo (2007)

Em sistemas convencionais de esgotamento sanitário, quando não há estações elevatórias, o reator fica exposto às variações de vazão e de carga, indicando a necessidade de um aumento na sua seção transversal para garantir, nos picos de vazão, as necessárias e baixas velocidades ascensionais (CHERNICHARO *et al.*, 1999 e COSTA, 2009).

A digestão anaeróbia de esgoto bruto em reatores UASB só é viável após um pré-tratamento para reter sólidos grosseiros (como panos, garrafas, fraldas, etc.), bem como para remover sólidos inorgânicos sedimentáveis, tais como, (areia, silte, argila). A não retenção prévia destes dará condições a entupimentos nas tubulações de distribuição e vertedouros, podendo também ocorrer o acúmulo e em pouco tempo ocupar grande parte do volume do reator (VAN HAANDEL e LETTINGA, 1994).

Em pesquisa realizada numa ETE localizada no Campus Universitário da Universidade Federal do Espírito Santo, Subtil (2007) monitorou um reator UASB tratando esgoto sanitário do bairro Jardim da Penha (Vitória-ES), localizado nas proximidades do Campus Universitário e alcançou remoções de DQO de 53,9%. Na ocasião o esgoto afluente apresentou uma DQO de 235,5 mg O₂.L⁻¹ e o esgoto efluente uma DQO de 108,6 mg O₂.L⁻¹. O reator operou com uma vazão afluente média de aproximadamente 1 litro por segundo e tempo de detenção hidráulica de 8 horas.

2.3.4.2. Reator Anaeróbio de Leito Fluidizado - RALF

A Companhia de Saneamento do Paraná (SANEPAR) no estado do Paraná, região de clima subtropical, construiu vários sistemas de tratamento anaeróbio de fluxo ascendente e manta de lodo, mas sem o dispositivo de separação de fases, visando à redução dos custos de construção. Como o separador de fases é um dispositivo fundamental para os reatores UASB, denominou-se este reator Paranaense de RALF (Reator Anaeróbio de Leito Fluidizado) (VAN HAANDEL e LETTINGA, 1994). Chernicharo *et al.*, (1999) e Chernicharo (2007) consideram que o mesmo é também uma variante dos reatores UASB.

Pesquisas têm sido desenvolvidos no Brasil, principalmente no estado do Paraná com a utilização de reatores RALF tratando esgotos sanitários, tais como a desenvolvida por Aisse *et al.*, (2001a), que monitoraram nos meses de março e julho de 2001 a ETE Cambuí (Campo Largo - PR) pertencente à SANEPAR, que operava com dois reatores RALF em paralelo, cada um com tempo de detenção hidráulica de 11,1 horas, apresentando valores efluentes de 47 mg.L⁻¹ de SST, 36 mg.L⁻¹ de SSV, 118 mg.L⁻¹ de DQO e 37 mg.L⁻¹ de DBO₅, correspondendo às eficiências médias de remoção, respectivamente de 80,7%, 83,1%, 80,3% e 80,9%. A ETE consistia ainda de um pós-tratamento dos seus efluentes através de flotação por ar dissolvido com o intuito de adequá-los aos padrões de lançamento em corpos d'água receptores.

Esses mesmos autores monitoraram entre maio e agosto de 1995 uma instalação piloto nas dependências da ETE Ronda, também da SANEPAR (Ponta Grossa - PR). A referida instalação piloto consistia de um pós-tratamento através de flotação por ar dissolvido do esgoto anaeróbio efluente de reatores RALF, operados em escala real (pertencentes à ETE Ronda) que já havia removido 76% de DQO e 78% de DBO₅, correspondentes, respectivamente aos valores médios efluentes de 100,0 mg.L⁻¹ e 49 mg.L⁻¹ (Aisse *et al.*, 2001a).

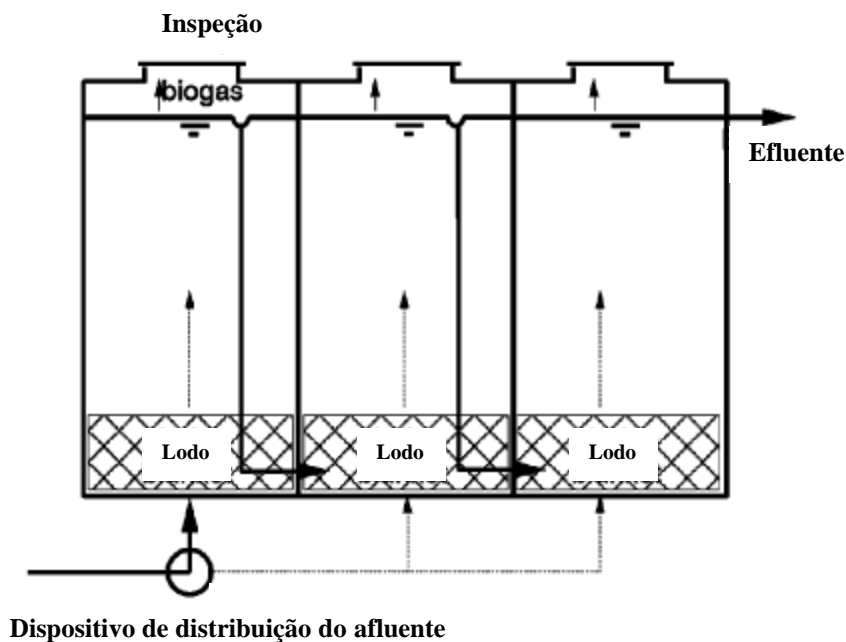
Durante o ano de 1999, a SANEPAR conduziu o monitoramento da ETE caçadores (Cambé - PR), instalação construída para uma população de 57.618 habitantes que operava com reatores RALF. Os valores médios encontrados foram 195,4 mg.L⁻¹ de DQO e 65,3 mg.L⁻¹ de DBO₅, correspondendo, respectivamente às eficiências médias de remoção de 70,8% e 81,3%. Diferentemente das duas pesquisas citadas acima o tratamento através dos reatores RALF não foi capaz de adequar seus efluentes aos padrões de lançamento da legislação ambiental do estado do Paraná (DQO < 150 mg.L⁻¹ e DBO₅ < 60 mg.L⁻¹). A ETE consistia ainda de um pós-tratamento dos seus efluentes através de filtros biológicos percoladores (aeróbios) com o intuito de adequá-los aos padrões de lançamento em corpos d'água receptores. (Aisse *et al.*, 2001b).

Souza *et al.*, (2012) monitorou uma ETE que utilizava 16 reatores anaeróbios do tipo RALF com capacidade de 70 litros por segundo cada e pós-tratamento com 4 flotadores com capacidade de 280 litros por segundo cada. Esta estação tratava o esgoto de cerca de 580 mil habitantes, distribuídos pelos municípios de Curitiba, Colombo, Pinhais, Piraquara e São José dos Pinhais, todos no estado do Paraná. Na ETE estudada o reator RALF apresentou eficiência média de remoção de: 62,3% para a DBO₅, 58,9% para a DQO, 55,7% para os Sólidos Suspensos e 72,8% para os sólidos sedimentáveis, lançando carga média de 67,1 mg.L⁻¹ de DBO, de 149,2 mg.L⁻¹ de DQO, 63,7 mg.L⁻¹ de Sólidos Suspensos e de 0,6 mg.L⁻¹ para os sólidos sedimentáveis.

2.3.4.3. Reatores anaeróbios compartimentados sequenciais ou de chicanas

Segundo Chernicharo (2007) este reator assemelha-se a um tanque séptico com várias câmaras em série e com dispositivos eficazes de alimentação das diversas câmaras. O reator é equipado com chicanas verticais, que impõem ao esgoto um movimento descendente e ascendente, garantindo maior contato das águas residuais afluentes com a biomassa presente no fundo da unidade. A Figura 2 mostra um esquema deste tipo de reator.

Figura 2: Esquema de um reator anaeróbio compartimento sequencial.



Fonte: (Adaptado de VAN HAANDEL *et al.*, 2006).

Observa-se através deste esquema que, além da formação do leito de lodo no fundo desta unidade, o mesmo não dispõe de mecanismos auxiliares de retenção da biomassa responsável pela digestão anaeróbia dos esgotos afluentes.

O projeto deste reator foi desenvolvido desde o início da década de 1980 e tem algumas características que vale ressaltar, tais como: sua alta capacidade de resistência a cargas de choques hidráulicos e orgânicos, longos tempos de retenção de biomassa, baixa produção de lodo, e a capacidade de separar parcialmente as várias fases da digestão anaeróbia. A última provoca uma mudança na população bacteriana permitindo maior proteção contra materiais tóxicos e maior resistência às alterações de pH e temperatura (BARBER e STUCKEY, 1999).

Silva & Nour (2005) realizaram um trabalho de pesquisa, cujo principal objetivo foi estudar o desempenho do reator compartimentado anaeróbio/aeróbio tratando esgoto sanitário

para verificar a possibilidade de transferência desta tecnologia para o tratamento de águas residuárias de pequenas comunidades urbanas e rurais. O referido reator era formado por quatro câmaras sequenciais: as três primeiras câmaras anaeróbias e a última câmara aeróbia. O desempenho da etapa anaeróbia do sistema foi avaliado em tempos de detenção hidráulica (TDH) que variaram de 4 à 12h, nos quais as maiores eficiências de remoção de DQO total foram de 58% (TDH de 4h) e para os sólidos em suspensão totais (SST) foram de 69% (TDH de 8h).

Silva & Nour (2005) também observaram que, independentemente do valor de entrada, o valor de pH da saída do reator também se manteve próximo de 7,0 durante os diversos tempos de detenção hidráulica, indicando boa estabilidade do reator compartimentado anaeróbio/aeróbio. A configuração do reator mostrou boa capacidade para absorver choques hidráulicos e orgânicos, sem provocar qualquer instabilidade no sistema. Este fato pôde ser observado no comportamento do reator quando da diminuição dos valores de TDH, com consequente aumento na carga orgânica aplicada. O reator apresentou boa flexibilidade quanto às mudanças de TDH, no que se refere às eficiências de remoção de DQO total e SST.

Mazzola *et al.*, (2005), avaliaram o desempenho de um reator anaeróbio compartimentado (RAC) de duas câmaras em série, seguido de três leitos (constructed wetlands) de fluxo vertical por batelada. A unidade experimental, em escala piloto, foi instalada na Faculdade de Engenharia Agrícola da UNICAMP, Campinas, SP, Brasil e projetada para uma escala comum no meio rural, considerando-se a geração de esgoto equivalente a uma comunidade de aproximadamente 30 pessoas (6 famílias). Para o tratamento preliminar foi projetada uma caixa de areia com dois canais em paralelo. Considerando-se uma contribuição de 150 l por habitante dia, estimou-se uma vazão de $4,6 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$, refletindo nas seguintes outras características: TDH de 12 h, volume total de $2,3 \text{ m}^3$, sendo a primeira câmara com $1,4 \text{ m}^3$ e a segunda com $0,9 \text{ m}^3$, construído em ferrocimento, semi-enterrados no solo e câmaras interligadas por tubulação de 60 mm de PVC. Para o RAC, incluindo a primeira e segunda câmara, identificaram-se altos valores médios de remoção para sólidos sedimentáveis e suspensos (91,5 e 81,4%, respectivamente) e remoção menor para DQO (37,1%).

2.3.4.4. Tanque séptico modificado ou não convencional (fluxo ascendente)

Segundo Silva *et al.*, (2000), os tanques sépticos não convencionais, de fluxo ascendente, constituem-se num processo alternativo eficiente, principalmente com relação à remoção de material orgânico biodegradável, pois os microrganismos do lodo decantado permanecem em contato direto com a fase líquida, produzindo uma maior atividade biológica sobre a mesma.

Silva *et al.*, (2000) monitoraram um sistema experimental, em escala-piloto, consistindo de um tanque séptico de fluxo ascendente, seguido de três lagoas de estabilização em série (uma facultativa e duas de maturação), recebendo água residuária bruta do sistema de esgotos da cidade de Campina Grande-PB, no Nordeste do Brasil. Os resultados obtidos ao final do período de monitoração do sistema demonstraram remoções de DBO₅ de 38,5% no efluente do tanque séptico.

Um tanque séptico modificado, nomeado tanque séptico de fluxo ascendente/reator compartimentado, do Inglês “upflow septic tank /baffled reactor” (USBR), foi construído e testado em uma pequena vila no Egito. No sistema “USBR”, o modo de operação de fluxo ascendente no primeiro compartimento aumentou a remoção física de sólidos em suspensão por meio de sedimentação por gravidade e um mecanismo de aprisionamento, uma manta de lodo que se formou. Chapas sedimentadoras foram também instaladas na parte superior do primeiro compartimento por baixo da porta do efluente para obter a mesma função de um separador sólido-líquido num reator UASB. O segundo compartimento serviu como uma etapa de polimento, convertendo os ácidos graxos voláteis e a DBO remanescentes para biogás. Britas foram usadas como um meio filtrante no segundo compartimento. O meio foi peneirado em partículas de 15-37 mm. A razão para utilizar um meio filtrante é a sua capacidade para reter os sólidos biológicos ativos durante longos períodos de tempo. Durante quase um ano de operação e monitoramento contínuo, o sistema “USBR” obteve remoções muito satisfatórias. Os resultados médios em um tempo de detenção hidráulica de 20 h foram de 84% para a remoção de DQO, 81% para a remoção de DBO₅ e 89% para a remoção de SST (SABRY, 2010).

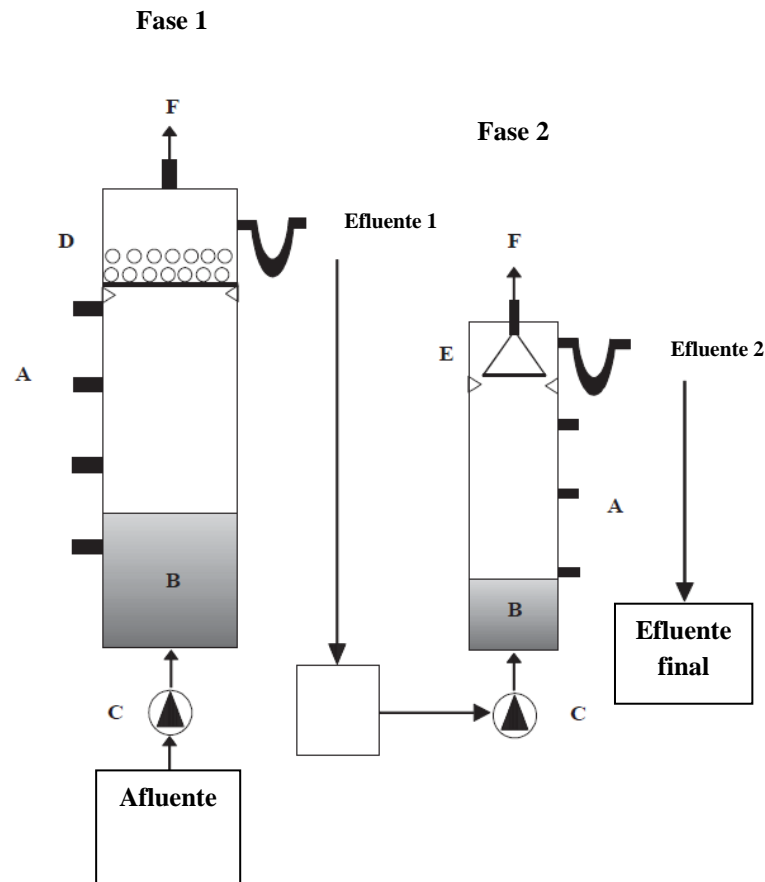
2.3.4.5. Sistemas tanque séptico UASB do inglês “UASB septic tank”

Estudos têm sido desenvolvidos na tentativa de utilização de reatores anaeróbios de fluxo ascendente com crescimento disperso também como uma fase de polimento do efluente tal como é feito atualmente com os filtros anaeróbios.

Na Finlândia, onde as temperaturas do esgoto podem ser muito baixas, por volta de 4 a 10 °C no inverno, surgindo, portanto a necessidade de tratamento eficiente à baixas temperaturas, Luostarinen e Rintala (2005), estudaram em escala de laboratório, um sistema composto por um tanque séptico de fluxo ascendente seguido por um reator UASB tratando águas negras sintéticas nas temperaturas (20, 15 e 10 °C). Os autores nomearam o sistema de tanque séptico UASB, do inglês “UASB-septic tank”. Apesar de o sistema ter sido concebido em duas fases, os mesmos constataram que um reator de fase única foi suficiente para boas remoções de matéria orgânica e sólidos suspensos de águas negras sintéticas, embora se possa prever que um sistema de duas fases possa ser necessário quando o tratamento for para águas negras reais. As eficiências de remoção de DQO encontradas para a 2ª fase do sistema, o reator UASB, foram de 42% (20 °C), 38% (15 °C) e 40% (10° C). O reator UASB serviu como uma etapa de polimento do efluente do tanque séptico. Os tempos de detenção hidráulica foram (1ª fase: 4,2 dias e 2ª fase: 1,5 dias).

Estes estudos foram direcionados a aplicação deste sistema no tratamento descentralizado de esgotos domiciliares. A seguir encontra-se um esquema deste sistema na Figura 3.

Figura 3: Desenho esquemático do sistema tanque séptico UASB em duas fases. (A) Pontos de amostragem; (B) Leito de lodo; (C) Bomba; (D) Separador lodo/água; (E) Separador gás/sólido; e (F) Biogás.



Fonte: (Adaptado de LUOSTARINEN e RINTALA, 2005).

Luostarinen e Rintala (2007) utilizando o mesmo sistema citado acima, também em escala de laboratório, trataram águas negras sintéticas em conjunto com resíduos de cozinha a baixas temperaturas (20 e 10 °C). Águas negras sintéticas também foram tratadas, num sistema idêntico, apenas como referência. Para a mistura de águas negras com resíduos de cozinha as eficiências de remoção de DQO na 2ª fase do sistema, o reator UASB, foram de 53,1% (20 °C) e 68,0% (10 °C), sendo que o TDH da 1ª fase foi de 3,4 d e o da 2ª fase foi de 1,3 d. Para as águas negras as eficiências de remoção de DQO encontradas para a 2ª fase do sistema, o reator UASB, foram de 54,8% (20 °C) e 59,1% (10 °C), com TDH da 1ª fase de 2,9 d e da 2ª fase de 1,3 d. Tal como na pesquisa citada acima, os reatores UASB de ambos os sistemas também serviram como etapas de polimento do efluente do tanque séptico.

Outra pesquisa semelhante foi desenvolvida por Al-Shayah e Mahmoud (2008) onde dois reatores tanque séptico UASB tratando esgoto sanitário na Palestina foram operados à temperatura ambiente média de 24 °C por um período de seis meses em tempos de detenção hidráulica de 2 dias para o R1 e 4 dias para o R2. Diferentemente da pesquisa referida logo

acima, este sistema dispõe de apenas uma fase, mesmo assim ele também foi nomeado de “UASB-septic tank”, pois, o reator é operado num modo de fluxo ascendente, como um reator UASB resultando em melhor remoção física de sólidos em suspensão e melhor conversão biológica de componentes dissolvidos, e o lodo acumula e estabiliza gradualmente no reator, como em um tanque séptico. As eficiências de remoção de DQO total e SST alcançadas em R1 foram de 56% e 81%, respectivamente e em R2 foram de 58% e 82%, respectivamente. Estes estudos também foram direcionados a aplicação deste sistema no tratamento descentralizado de esgotos, ou seja, no tratamento de esgotos domiciliares e comunitários.

Em outra pesquisa semelhante à supracitada, dois tanques sépticos UASB comunitários locais, denominados de R1 e R2 foram operados em paralelo sob dois diferentes tempos de detenção hidráulica (2 dias para o R1 e 4 dias para o R2) ao longo de um ano e monitorados durante a metade fria do ano, cuja temperatura ambiente média era em torno de 17,3 °C. As eficiências de remoção de DQO total e SST alcançadas em R1 foram de 51% e 74%, respectivamente, e em R2 foram de 54% e 78%, respectivamente. A diferença de eficiência de remoção desses parâmetros em R1 e R2 foi bastante semelhante. A produção de lodo de ambos os reatores foi muito baixa, ademais, espera-se que o período de enchimento de lodo dos reatores varie em torno de 4 a 7 anos. A concepção do tanque séptico UASB a um longo TDH nesta pesquisa de 4 dias teve contribuição insignificante a um melhor desempenho do reator em comparação com o reator operado em dois dias de TDH, sugerindo que o projeto do tanque séptico UASB nas condições ambientais da Palestina durante o período frio do ano a um TDH de dois dias é suficiente e mais econômico (AL-JAMAL e MAHMOUD, 2009).

Luostarinen *et al.*, (2007) estudou o efeito das mudanças sazonais de temperatura do Norte da Europa e a baixa temperatura sobre o desempenho de sistemas tanques sépticos UASB de fase única tratando águas negras. Três tanques sépticos UASB foram monitorados com diferentes parâmetros operacionais e a diferentes temperaturas. O tanque séptico UASB de 1,2 m³, durante seu primeiro ano de operação, em janeiro de 1988, teve variação de temperatura entre 5 e 17 °C. Os resultados foram divididos conforme as estações do ano em quente (temperatura de águas residuais > 14 °C) e frio (<14 °C). Os resultados do presente período de monitoramento (13º ano de operação), apesar de serem apenas da estação quente (14 a 19 °C) foram comparados com o 1º ano. Comparações adicionais foram feitas usando os resultados de dois tanques sépticos UASB de 0,2 m³ durante o seu primeiro ano de operação em temperaturas constantes 15 e 25 °C. As eficiências de remoção de DQO_{total} do tanque

séptico UASB de 1,2 m³ variaram de 33 a 65% no seu 1º ano de operação e em seu 13º ano as eficiências médias foram de 70%. As eficiências de remoção de DQO_{total} dos tanques sépticos UASB de 0,2 m³ foram de 61% (15°C) e 78% (25°C). Os resultados indicaram a viabilidade (remoção eficiente de sólidos suspensos e matéria orgânica dissolvida) do tanque séptico UASB para o (pré) tratamento de águas negras nas baixas temperaturas do clima do norte da Europa.

2.4. Digestão anaeróbia

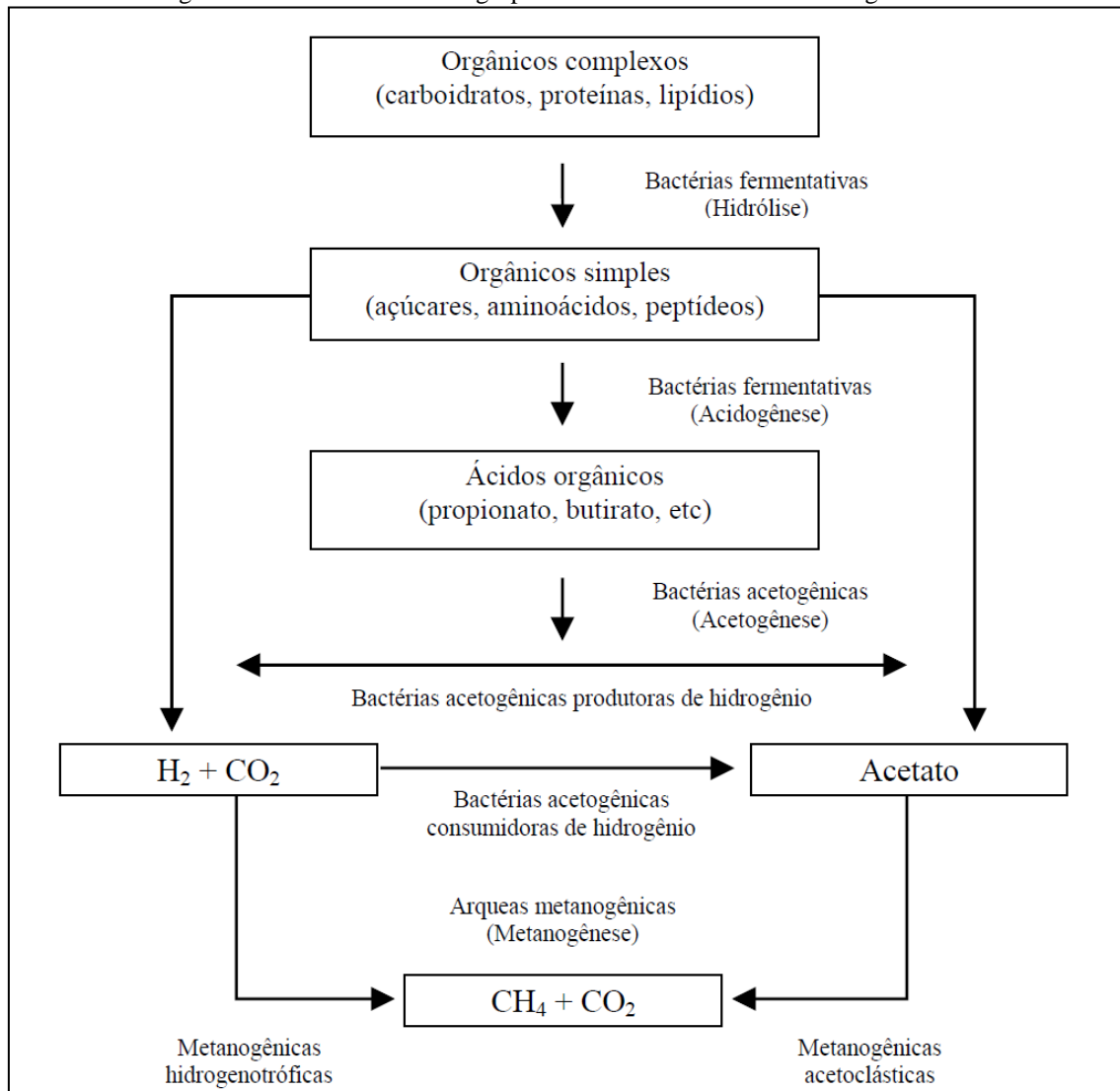
A digestão anaeróbia é um processo biológico no qual um consórcio de diferentes tipos de microrganismos, na ausência de oxigênio molecular, promove a transformação de compostos orgânicos complexos tais como carboidratos, proteínas e lipídios (a maior parte da composição do material orgânico em águas residuárias é formada por esses grupos) em produtos mais simples como metano e gás carbônico (FORESTI *et al.*,1999). Como subprodutos do processo têm-se ainda a água, o gás sulfídrico, e a amônia, além de novas células bacterianas.

A digestão anaeróbia ocorre em diferentes ambientes naturais desprovidos de oxigênio tais como pântanos, solos, sedimentos de rios, lagos, e outros ambientes onde haja condições favoráveis. No tratamento anaeróbio de águas residuárias objetiva-se de certa maneira, reproduzir os processos naturais que ocorrem em corpos d'água, onde prevaleçam condições anaeróbias, após o lançamento dos despejos.

O desempenho da digestão anaeróbia de águas residuárias é influenciado por diversos fatores. Dentre os fatores ambientais se destacam a temperatura, o pH, a alcalinidade e a presença de nutrientes. Outros fatores, como a capacidade de assimilação de cargas tóxicas, transferência de massa, sobrecargas hidráulicas e a atividade metanogênica, também desempenham um papel importante no processo (FORESTI *et al.*,1999).

Segundo Chernicharo (2007), apesar de a digestão anaeróbia ser simplificada como de duas fases, acidogênica e metanogênica, esta pode ser subdividida em várias rotas metabólicas, onde há a participação de diversos grupos de microrganismos: i) bactérias fermentativas (ou acidogênicas); ii) bactérias sintróficas (ou acetogênicas); e iii) microrganismos metanogênicos. Cada um desses grupos com comportamentos fisiológicos distintos, conforme representados na Figura 4 e descritos nos tópicos seguintes.

Figura 4: Rotas metabólicas e grupos microbianos envolvidos na digestão anaeróbia.



Fonte: (Adaptado de Lettinga *et al.*, 1996 *apud* Chernicharo (2007)).

2.4.1. Hidrólise e acidogênese

Devido à incapacidade dos microrganismos em assimilar a matéria orgânica particulada, a primeira fase do processo de degradação anaeróbia consiste da hidrólise de materiais particulados complexos (polímeros), em materiais dissolvidos mais simples (moléculas menores), os quais podem atravessar as paredes celulares das bactérias fermentativas. Esta conversão de compostos orgânicos complexos em compostos mais simples requer a ação de exoenzimas que são excretadas pelas bactérias fermentativas hidrolíticas (CHERNICHARO, 2007).

Segundo Lettinga *et al.*, (1996) *apud* Chernicharo (2007), na anaerobiose, a hidrólise dos polímeros usualmente ocorre de forma lenta. Van Haandel e Lettinga (1994), já haviam afirmado que em muitos casos, na prática, a taxa de hidrólise pode ser o fator limitante para

todo o processo de digestão anaeróbia, isto é, a velocidade de conversão do material orgânico complexo para biogás é limitada pela velocidade da hidrólise.

Segundo Chernicharo (2007), os produtos solúveis provenientes da fase de hidrólise, são metabolizados no interior das células, através do metabolismo fermentativo. A maioria dos microrganismos acidogênicos fermenta açúcares, aminoácidos e ácidos graxos, resultantes da hidrólise da matéria orgânica complexa, e produzem diversos compostos mais simples, tais como ácidos orgânicos, alcoóis, cetonas, dióxido de carbono, hidrogênio, além de novas células bacterianas.

Ainda segundo Chernicharo (2007), os ácidos orgânicos são o principal produto dos organismos fermentativos, sendo devido a isso que usualmente os mesmos são designados como bactérias fermentativas acidogênicas. Os produtos metabólicos gerados por essas bactérias são importantes substratos para as bactérias acetogênicas e para as arqueas metanogênicas.

Van Haandel e Lettinga (1994) acrescentam que a fermentação acidogênica é realizada por um grupo diversificado de bactérias, das quais a maioria é anaeróbia obrigatória. Entretanto, algumas espécies são facultativas e podem metabolizar material orgânico por via oxidativa. Isso é importante nos sistemas de tratamento anaeróbio de esgoto, “porque o oxigênio dissolvido, eventualmente presente, poderia se tornar uma substância tóxica para as arqueas metanogênicas se não fosse removido pelas bactérias fermentativas acidogênicas facultativas”.

2.4.2. Acetogênese

Segundo Van Haandel e Lettinga (1994), a acetogênese é a conversão dos produtos da acidogênese em compostos que formam os substratos para produção de metano: acetato, hidrogênio e dióxido de carbono.

Os microrganismos responsáveis pela acetogênese são as bactérias acetogênicas que têm sua existência dependente da atividade de microrganismos consumidores de hidrogênio. A esta relação de dependência é dado o nome de sintrofia, sendo devido a isso que elas são comumente denominadas de bactérias sintróficas acetogênicas (CHERNICHARO, 2007). Sabe-se que a presença de microrganismos sintróficos é essencial para um eficiente desempenho da digestão anaeróbia.

A grande importância das bactérias acetogênicas, no processo de digestão anaeróbia, decorre do fato de que 60 a 70% dos elétrons do substrato original são canalizados para a produção de acetato (McCarty, 1971 *apud* Chernicharo, 2007). Em decorrência, a remoção de DQO da fase líquida depende da conversão de acetato em metano, o que é feito pelos microrganismos metanogênicos acetoclásticos (CHERNICHARO, 2007).

2.4.3. Metanogênese

A etapa final do processo de conversão de compostos orgânicos em metano e dióxido de carbono é realizada pelos microrganismos metanogênicos, atualmente enquadrados dentro do domínio *Archaea* um grupo conhecido como diferente das típicas bactérias (CHERNICHARO, 2007).

A metanogênese é a etapa que limita a velocidade do processo de digestão anaeróbia como um todo. O metano é produzido por duas vias metabólicas principais: acetotrófica (ou acetoclástica) e hidrogenotrófica. As arqueas acetotróficas produzem o metano a partir da redução do acetato e as arqueas hidrogenotróficas produzem o metano a partir da redução do dióxido de carbono (VAN HAANDEL e LETTINGA, 1994; CHERNICHARO, 2007)

Foresti *et al.*, (1999), afirmam que as espécies metanogênicas são sensíveis a baixos valores de pH, recomendando a operação do reator em pH próximo à neutralidade.

2.4.4. Outros processos biológicos que ocorrem na digestão anaeróbia

Além dos processos acima descritos que levam à produção de biogás, outros podem ocorrer nos reatores anaeróbios. Oxidantes alternativos ao oxigênio dissolvido, como o nitrato (NO_3^-) e sulfato (SO_4^{2-}), podem permitir o desenvolvimento de outras bactérias que usam catabolismo oxidativo. O nitrato pode ser reduzido a nitrogênio molecular (N_2) por bactérias desnitrificantes, enquanto que o sulfato pode ser reduzido a sulfeto (H_2S) por bactérias redutoras de sulfato (BRS). O último processo é mais importante, na prática, pelo fato do sulfato estar presente em concentrações consideráveis nos esgotos sanitários. No entanto, a redução de sulfato pode ser um processo indesejável, caso o objetivo seja a otimização da produção de metano, pois as BRS competem com as arqueas metanogênicas pelo consumo de acetato, H_2 e CO_2 , e o sulfeto formado, além de ser corrosivo, confere odor muito desagradável tanto à fase líquida quanto ao biogás, podendo ser tóxico para a metanogênese (FORESTI *et al.*, 1999).

3.0. Materiais e métodos

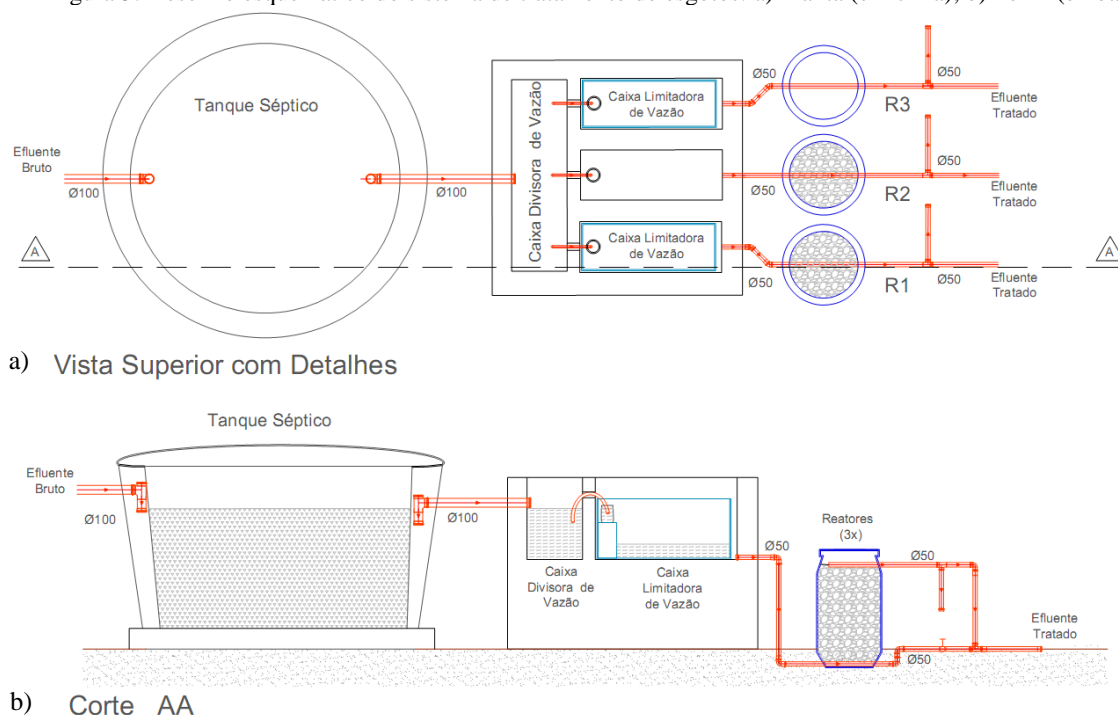
3.1. O sistema experimental

3.1.1. Descrição geral

A pesquisa foi realizada em um sistema de tratamento de esgotos domésticos localizado na Residência Universitária do Campus I da Universidade Federal da Paraíba (UFPB), situada no bairro Castelo Branco, na cidade de João Pessoa-PB. A cidade possui clima tropical e segundo dados da estação meteorológica do Laboratório de Energia Solar (LES) da UFPB, sua temperatura média anual vem aumentando de 26 °C para valores acima de 27 °C nos últimos 26 anos (SOBREIRA *et al.*, 2011).

O sistema anaeróbio de tratamento de esgotos domésticos foi inicialmente dimensionado e montado por Fernandes (2012), em pesquisa anterior a esta. Algumas adaptações foram feitas para a atual pesquisa. O sistema atual consiste de: 1 tanque séptico, 1 caixa distribuidora de vazão, 2 caixas limitadoras de vazão e 3 reatores anaeróbios de fluxo ascendente em paralelo: R1, R2 e R3 conforme Figuras 5 (a) e (b); e 6. O reator R2 não foi objeto de estudo desta dissertação.

Figura 5: Desenho esquemático do sistema de tratamento de esgotos: a) Planta (em cima); b) Perfil (embaixo).



Fonte: Desenho de Ysa Helena Diniz Moraes de Luna (2014).

O sistema foi alimentado por uma derivação dos tubos de queda de dois banheiros localizados no andar superior da Residência Universitária da UFPB (Figura 6). Não houve contribuição de esgoto de pia de cozinha ou lavanderia. Segundo Fernandes (2012), essa também é uma realidade em algumas residências periurbanas, onde apenas o esgoto do banheiro é lançado em fossa.

A fonte de inóculo para a presente pesquisa foi proveniente da pesquisa anterior, realizada neste mesmo sistema experimental, por Fernandes (2012), sendo que para o tanque séptico, quando da remoção do lodo digerido, aproximadamente 10% de seu volume foram deixados no interior do tanque, conforme recomendações da NBR 7.229 (ABNT, 1993). Para os reatores anaeróbios de fluxo ascendente, os resquícios de lodo que ficaram aderidos às paredes internas e no fundo dos reatores anaeróbios (Figuras 10a e 11a), serviram como única fonte de inóculo.

Figura 6: Foto geral do sistema de tanque séptico e demais reatores anaeróbios



O esgoto passava primeiramente pelo tanque séptico onde ocorria o tratamento primário (Figura 6). Em seguida, o efluente passava por uma caixa distribuidora de vazão, no intuito de distribuir as vazões igualmente para os reatores. A distribuição equitativa da vazão afluente ocorria por meio de três sifões onde, à medida que o nível de esgoto subia no compartimento inicial ocorria o transbordamento simultâneo de recipientes cuidadosamente nivelados e localizados à montante de cada reator (Figura 7).

Figura 7: Caixa distribuidora de vazão.

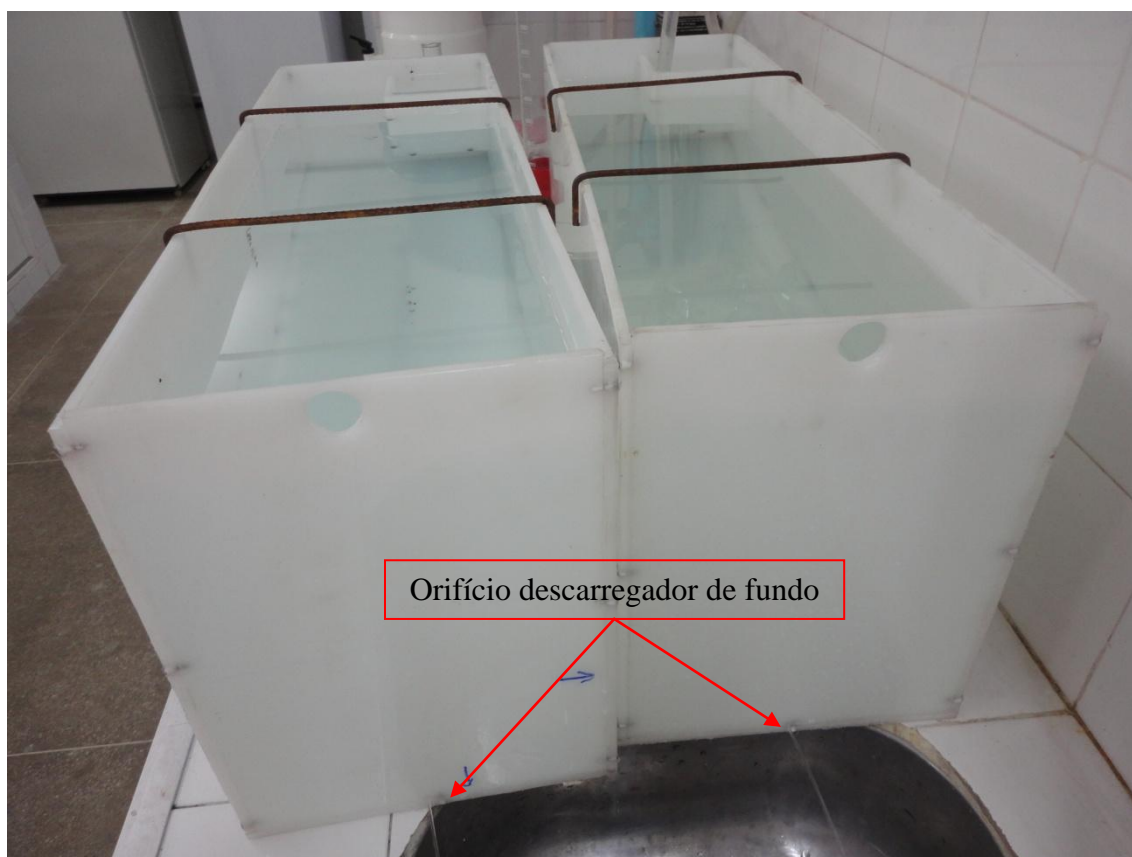


Figura 8: Caixas limitadoras de vazão



Posteriormente e antes do efluente chegar aos reatores 1 e 3, o mesmo passava ainda por uma caixa limitadora de vazão à montante de cada reator (Figura 8). Cada caixa limitadora continha um orifício descarregador de fundo com diâmetro pré-dimensionado que limitava a vazão afluyente a algo em torno de 3,2 vezes a vazão média esperada, no intuito de não permitir grandes variações ou picos de vazão, indesejáveis para a pesquisa em questão (Figura 9). É conveniente destacar aqui que, os sistemas individuais, por não possuírem extensas redes coletoras, tais como os sistemas coletivos convencionais, estão mais sujeitos às grandes variações e picos excessivos da vazão afluyente, podendo provocar a perda excessiva de sólidos nos reatores. Em função disto, os reatores 1 e 3 foram operados com vazões limitadas pelas caixas.

Figura 9: Caixas limitadoras de vazão dos reatores R1 e R3.



O reator R1, com crescimento microbiano aderido, foi preenchido com brita nº 4 (Figuras 10a e 10b), conforme recomendações da NBR 13.969 (ABNT, 1997), enquanto que o reator R3, com crescimento microbiano disperso, não possuía material de enchimento (Figuras 11a e 11b). O reator R2 fazia parte de outra pesquisa que estava sendo desenvolvida simultaneamente a esta, sendo o mesmo considerado apenas para efeito de dimensionamento do sistema.

Figura 10: Reator 1 (Crescimento aderido) a) sem esgoto; b) com esgoto



Figura 11: Reator 3 (Crescimento disperso) a) sem esgoto; b) com esgoto



3.1.2. Dimensionamento

3.1.2.1. O tanque séptico

De acordo com informações fornecidas pela coordenação geral da Residência Universitária, cada quarto acomodava duas pessoas e continha um banheiro, sendo que o mesmo era provido de um chuveiro, um lavatório e um vaso sanitário. Portanto, o total de contribuintes ao sistema era de quatro, pois, como citado anteriormente, o sistema experimental foi interligado aos tubos de queda de dois banheiros.

O dimensionamento do tanque séptico foi realizado conforme a Eq. (1), de acordo com o prescrito na NBR 7.229 (ABNT, 1993). Considerou-se a edificação do tipo residencial de padrão médio, cuja contribuição média é de 130 litros/pessoa.dia. Entretanto, como não houve contribuição de cozinha e lavanderia adotou-se uma contribuição de 90 litros/pessoa.dia, que corresponde a aproximadamente 70% da contribuição média diária adotada. Em conformidade com este valor adotado, chegou-se à estimativa da vazão média diária total de 360 litros/dia. Ademais, para o tipo de edificação considerada, o valor da contribuição de lodo fresco (Lf) corresponde a 1 l/pessoa.dia.

O período de retenção dos despejos (T), para a faixa de contribuição diária de até 1.500 litros está prescrito na norma como 1 (um) dia. Além disso, adotou-se o intervalo de limpeza de lodo de um ano, sendo assim, a taxa de acumulação total de lodo (K), que depende do intervalo entre as limpezas e da temperatura do mês mais frio foi de 57 dias.

$$V_u = 1.000 + N (C.T + K.L_f) \quad \text{Eq. (1)}$$

Onde:

V_u = volume útil, em litros;

$N = 4$ pessoas;

$C = 90$ l/pessoa.dia;

$L_f = 1$ l/pessoa.dia;

$T = 1$ dia; e

$K = 57$ dias.

Portanto, chegou-se ao volume útil do tanque séptico de 1.588 litros. Por motivos de praticidade, utilizou-se um reservatório em fibra de vidro de 2.000 litros, que após as conexões dos tubos de entrada e saída de esgoto teve seu volume útil reduzido para 1.426 litros.

O volume da caixa distribuidora de vazão, de acordo com suas dimensões internas, foi calculado em 110,1 litros, que somado ao volume útil do tanque séptico resultou num volume útil total disponível de 1.536,1 litros.

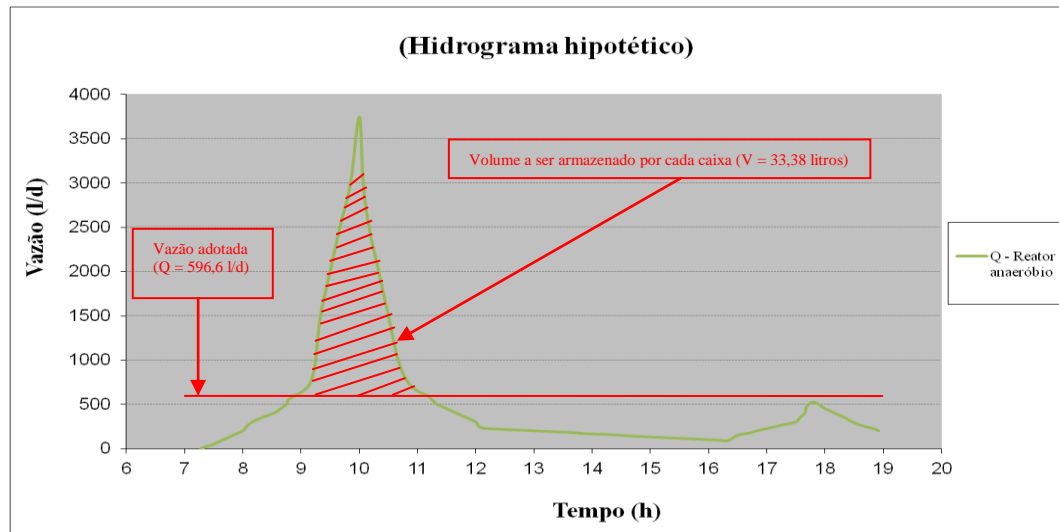
3.1.2.2. As caixas limitadoras de vazão

Para o dimensionamento das caixas limitadoras de vazão recorreu-se à pesquisa anterior realizada por Fernandes (2012), onde as medições de vazão nos reatores foram realizadas das 07h às 17h, contabilizando um período de 10 horas. Foram feitas cinco medições durante a pesquisa, procurando-se fazê-las nos diferentes dias úteis da semana para obter maior representatividade dos dados. Os resultados mostraram uma vazão média total de 596,6 litros/dia. Como eram três reatores, a vazão média em cada reator era de 198,9 litros/dia. Segundo o referido autor, foram constatadas grandes variações e picos das vazões afluentes aos reatores, sendo que em uma das medições um dos picos observados chegou a 3.745,98 l/d, o que correspondeu a aproximadamente 18 vezes a vazão média recebida por um dos reatores neste mesmo dia.

Como as grandes variações e picos de vazão seriam indesejáveis para a presente pesquisa, instalou-se uma caixa, dotada de um orifício descarregador de fundo, à montante de cada reator no intuito de amortecer suas vazões afluentes.

O orifício descarregador de fundo deveria conduzir uma vazão limitada a 596,6 l/d (três vezes a vazão média esperada para cada reator) e a caixa deveria ser capaz de armazenar os volumes referentes aos picos de vazão que ultrapassassem a vazão adotada. Conforme Figura 12, o volume a ser armazenado por cada caixa era de 33,38 litros.

Figura 12: Hidrograma hipotético utilizado para dimensionamento das caixas limitadoras de vazão



Fonte: Adaptado de Fernandes (2012)

Aplicando a equação da continuidade (Eq. (2) e Eq. (3) ao orifício descarregador de fundo, obteve-se que para uma carga hidráulica (h) de 24,62 cm, um orifício de diâmetro (D) de 2 mm, que resulta numa vazão máxima (Q) de 596,6 l/d, com um armazenamento de um volume (V) de 35,8 litros.

$$Q = AV \quad \text{Eq. (2)}$$

Substituindo na Eq. (2) o “A” pela área do círculo e “V” pela equação de Torricelli, obteve-se a Eq. (3) a seguir.

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gh} \quad \text{Eq. (3)}$$

Onde:

Q = Vazão conduzido pelo orifício descarregador de fundo (m³/s);

A = Área do orifício descarregador de fundo (m²);

V = Velocidade com que o líquido é conduzido pelo orifício descarregador de fundo (m/s);

g = Aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

h = Carga hidráulica (m);

D = Diâmetro do orifício descarregador de fundo (m).

Foi perfurado também um orifício na parte superior de cada caixa que servia como um extravasor para evitar que as vazões excessivas fossem direcionadas para os reatores. A altura da lâmina de esgoto entre o orifício descarregador de fundo e o extravasor (carga hidráulica máxima) era de 28,0 cm. Logo após os primeiros meses de operação percebeu-se que com os problemas de obstrução do orifício descarregador de fundo, involuntariamente um dos reatores acabava recebendo menos esgoto do que o outro foi então que os volumes extravazados passaram a serem conduzidos para cada reator.

As caixas limitadoras de vazão foram confeccionadas em chapas de nylon com 6 mm de espessura. A capacidade total de armazenamento de cada caixa limitadora de vazão, de acordo com suas dimensões internas (21,0 cm largura x 69,2 cm de comprimento x 28,0 cm de altura), foi calculada em 40,7 litros.

3.1.2.3. Os reatores anaeróbios de fluxo ascendente

Na presente pesquisa um filtro anaeróbio de fluxo ascendente foi comparado com um reator anaeróbio também de fluxo ascendente com as mesmas dimensões do primeiro, mas, com o crescimento da biomassa dispersa, ou seja, sem material de enchimento. Os filtros anaeróbios têm seu dimensionamento preconizado pela NBR 13.969 (ABNT, 1997), diferentemente do reator com crescimento disperso utilizado na presente pesquisa, que não tem norma que o regulamenta.

A comparação a ser realizada só teria sentido se as características quantitativas e qualitativas do esgoto afluente aos reatores fossem as mesmas, bem como as dimensões de ambos os reatores, seus dispositivos de alimentação de esgoto bruto e os de coleta dos seus efluentes.

O dimensionamento dos reatores anaeróbios de fluxo ascendente foi então realizado com base na NBR 13.969 (ABNT, 1997), a qual detalha as alternativas técnicas para o tratamento complementar, ou pós-tratamento, do efluente de tanque séptico, onde uma dessas alternativas é o filtro anaeróbio.

De acordo com esta norma o volume útil (V_u), em litros, do leito filtrante de filtros anaeróbios é obtido pela seguinte equação:

$$V_u = 1,6.N.C.T \quad \text{Eq. (4)}$$

Foram adotados os mesmos valores de N e de C referentes ao dimensionamento do tanque séptico.

Conforme a NBR 13.969 (ABNT, 1997), considerou-se T igual a 0,92 dias, que é o tempo de detenção hidráulica dos esgotos para a faixa de vazão de até 1.500 litros/dia e temperaturas médias do mês mais frio superiores a 25 °C.

O volume útil (V_u) encontrado foi então de 529,9 litros. Como eram três reatores, obteve-se que cada um deveria possuir no mínimo 176,6 litros. Por questões práticas, foram utilizadas três bombonas de polietileno, cujo volume nominal era de 200 litros.

A NBR 13.969 (ABNT, 1997) prescreve que a altura do leito filtrante, já incluindo o fundo falso, deve ser limitada a 1,2 m, entretanto admite a não utilização de fundo falso, devendo para isso preencher todo o volume com material filtrante.

Gonçalves *et al.*, (2001), com base em experiências brasileiras, recomenda para a maioria das condições de aplicação de filtros anaeróbios para o pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios, que a altura do meio suporte deve ficar compreendida entre 0,8 e 3,0 m.

Como não há limites mínimos na norma, Ávila (2005) analisou filtros anaeróbios com diferentes alturas de leito filtrante e concluiu que a utilização de filtros anaeróbios com altura útil a partir de 0,69 m é viável e capaz de apresentar desempenho satisfatório e semelhante ao dos filtros com altura de 1,2 m.

O reator 1 teve então todo o seu volume preenchido com a brita nº 4, resultando numa altura útil de 0,78 m. O reator 3, como já comentado, não possuía material de enchimento.

No dia 07/11/2012, logo após o preenchimento do reator 1 com o material suporte, foi feita a medição de seu volume de vazios a fim de calcular seu tempo de detenção hidráulica de projeto. Isso foi feito medindo-se o volume de água necessário para encher o reator até o total preenchimento dos vazios. O volume e o índice de vazios de cada reator, bem como seus respectivos tempos de detenção hidráulica, calculados com base na vazão média de 120 l/d encontram-se na Tabela 5.

Tabela 5: Volume de vazios, índice de vazios e TDH dos reatores anaeróbios para as vazões médias de projeto.

Reatores anaeróbios	Volume de vazios (l)	Índice de vazios (%)	TDH aparente de projeto (d)	TDH real de projeto (d)
R1	99,1	49,3	1,68	0,83
R3	201,0	100,0	1,68	1,68

No intuito de complementar os dados de projeto do reator 3, o qual foi baseado apenas na NBR 13.969 (ABNT, 1997), calculou-se sua velocidade ascensional para a vazão de regularização de 596,6 litros/dia.

A velocidade ascensional calculada para a vazão de regularização de 596,6 litros/dia foi de 0,1 m/h, portanto, bem abaixo das velocidades ascensionais mostradas na Tabela 4 para vazões médias e máximas. É salutar que as velocidades ascensionais do R3 sejam mais baixas do que as de reatores UASB, tendo em vista que o R3 não possui o separador trifásico, dispositivo que é inerente aos reatores UASB.

3.1.3. Operação e manutenção das unidades do sistema experimental

3.1.3.1. Tanque séptico

Uma das características mais importantes do tanque séptico é sua simplicidade operacional, portanto, além da retirada de lodo anual já prevista no dimensionamento, não foi feito nenhum procedimento relacionado à operação e/ou manutenção dessa unidade.

3.1.3.2. Caixa distribuidora de vazão

A caixa distribuidora de vazão é caracterizada como uma unidade auxiliar ao sistema, mas que também teve sua participação na detenção do esgoto e na retenção dos sólidos sedimentáveis, sendo devido a isso incluída como volume útil do tanque séptico. A operação e manutenção da caixa distribuidora de vazão resumiu-se simplesmente na retirada esporádica do lodo de fundo no intuito de os sifões não conduzirem os sólidos acumulados para as unidades subsequentes. O lodo era retirado de forma parcial com o auxílio de uma peneira e retornado ao tanque séptico através de baldes.

3.1.3.3. Caixas limitadoras de vazão

A manutenção das caixas limitadoras de vazão, em síntese, envolvia simplesmente a retirada esporádica do lodo de fundo no intuito de evitar a obstrução do orifício de saída do efluente. O lodo era retirado de forma parcial com o auxílio de uma peneira e descartado dentro do próprio compartimento que acondicionava as caixas limitadoras.

3.1.3.4. Reatores anaeróbios de fluxo ascendente

Quando da obstrução do R1, a descarga de lodo excedente era feita por pressão hidráulica, através da própria tubulação de alimentação dos reatores. A referida tubulação de

PVC com diâmetro de 50 mm foi perfurada e instalada no fundo de cada reator com o intuito de conduzir o esgoto uniformemente em fluxo ascendente e com a finalidade também de realizar as descargas de fundo quando necessárias. Os fluxos de lodo de descarte bem como os efluentes dos reatores eram direcionados para uma caixa de inspeção da rede de coleta de esgoto da Residência Universitária.

3.2. Medições de vazão

As medições de vazão dos reatores eram realizadas com o auxílio de baldes, provetas e cronômetro digital. Marcando-se o tempo necessário para que os baldes acondicionassem um determinado volume de esgoto e medindo-se com provetas de 1.000 ml, tinha-se a vazão efluente dos reatores (Figura 13). As mensurações eram feitas sempre das 07h às 19h, compreendendo um período de 12 horas e sempre que possível, com uma frequência quinzenal.

Figura 13: Medição de vazão efluente dos reatores



3.2.1. Complementação de volumes

Logo após a 1ª medição de vazão, em 07/02/2013, observou-se que havia diferença entre o volume de esgoto recebido por cada reator e consequentemente havia uma diferença em suas vazões. No intuito de minimizar esta diferença, como seria mais difícil igualar as vazões, optou-se por fazer uma complementação diária dos volumes, de modo que no final de cada dia os reatores recebessem a mesma quantidade de esgoto, para assim poder ser feita a comparação. A complementação diária de volumes era feita de forma manual, com o auxílio de baldes e provetas.

3.3. Análises físico-químicas

3.3.1. Procedimentos de coleta e amostragem

As coletas foram iniciadas em 28/02/2013, aproximadamente um mês após a interligação do sistema aos tubos de queda dos banheiros, em 22/01/2013.

A amostragem consistiu então de onze coletas, sendo uma a cada mês, compreendendo o período entre fevereiro e dezembro de 2013, conforme Quadro 2.

Quadro 2: Datas das coletas das amostras.

Coleta	Data	Dia da semana
1ª	28/02/2013	Quinta-feira
2ª	14/03/2013	Quinta-feira
3ª	02/05/2013	Quinta-feira
4ª	23/05/2013	Quinta-feira
5ª	26/06/2013	Quarta-feira
6ª	08/08/2013	Quinta-feira
7ª	23/08/2013	Sexta-feira
8ª	11/09/2013	Quarta-feira
9ª	22/10/2013	Terça-feira
10ª	12/11/2013	Terça-feira
11ª	10/12/2013	Terça-feira

O esgoto bruto afluente ao sistema da Residência Universitária não foi analisado devido à dificuldade de realizar-se a coleta de amostras representativas na entrada dos tanques sépticos, pois, a fonte geradora do esgoto era muito próxima à entrada do tanque, conforme Figura 6, o que resultaria em amostras de esgoto bastante heterogêneas.

Foram então coletadas amostras simples apenas dos pontos descritos a seguir: efluente do tanque séptico; efluente do reator 1; e efluente do reator 3. As coletas eram realizadas sempre no turno da manhã, aproximadamente às 07h.

As coletas do efluente do tanque séptico eram realizadas na entrada da caixa distribuidora de vazão, conforme se encontra ilustrado pela Figura 14.

Figura 14: Coleta do efluente do TS



Figura 15: Coleta dos efluentes do R1 e R3



As coletas dos efluentes dos reatores 1 e 3 eram realizadas por uma derivação na tubulação de saída dos mesmos com o auxílio dos próprios frascos de coleta, como pode ser visto na Figura 15.

Os recipientes utilizados para acondicionar as amostras eram devidamente limpos e possuíam volume de 2,5 litros. Após serem preenchidos, os mesmos eram levados imediatamente ao Laboratório de Saneamento da UFPB, procedendo-se de imediato às análises. Quando isto não era possível, as mesmas eram preservadas em baixa temperatura (4 °C aproximadamente).

3.3.2. Parâmetros analisados e métodos utilizados

Os parâmetros analisados, a frequência em que os mesmos foram realizados e os métodos de análises utilizados estão descritos no Quadro 3. Os métodos analíticos utilizados seguiram as recomendações descritas em APHA *et al.*, (1999).

Quadro 3: Parâmetros analisados e métodos utilizados.

Parâmetros	Unidade	Referência	Métodos de análise
pH	-	4500 B	Eletrométrico
Temperatura	°C	2550 B	Eletrométrico
Sólidos Suspensos Totais	mg.L ⁻¹	2540 D	Gravimétrico
Sólidos Suspensos Voláteis	mg.L ⁻¹	2540 E	Gravimétrico
Sólidos Sedimentáveis	ml.L ⁻¹	2540 F	Cone Imhof
Turbidez	UNT	2130 B	Nefelométrico
Alcalinidade Total	mg CaCO ₃ .L ⁻¹	2320 B	Titulação potenciométrica
Nitrogênio Amoniacal	mg N-NH ₃ .L ⁻¹	4500 A	Fotométrico da Nesslerização direta
DBO ₅	mg O ₂ .L ⁻¹	5210 D	Manométrico (Oxítóp)
DQO	mg O ₂ .L ⁻¹	5220 C	Titulométrico - Refluxação fechada

3.3.3. Tratamento estatístico dos dados experimentais

Antes de se efetuar o tratamento estatístico, através de análise de variância - ANOVA, o conjunto dos dados coletados de cada parâmetro físico-químico dos reatores (TS, R1 e R3) foi submetido ao teste de normalidade de Kolmogorov-Smirnov ao nível de significância de 5% (SOKAL e ROHLF, 2012).

Os dados foram então submetidos a tratamento estatístico utilizando a análise de variância, a qual foi aplicada aos conjuntos de dados de um mesmo parâmetro analisado dos pontos de coleta ETS, ER1 e ER3. A finalidade desta técnica é estabelecer a existência de diferenças significativas, ao nível de significância de 5%, entre as médias desses conjuntos.

Gráficos do tipo boxplot também foram utilizados para melhor visualizar a dispersão dos dados, bem como para verificar a existências de possíveis valores discrepantes. Através destes gráficos visualizam-se a mediana, os quartis 25% e 75% e as observações máxima e mínima dos dados sobre os parâmetros analisados, nos efluentes dos reatores anaeróbios (TS, R1 e R3).

4.0. Resultados e discussão

4.1. Medições de vazão

4.1.1. Medições de vazão de 07h às 19h (12 horas)

Os dados de vazão nos reatores para cada medição encontram-se nas Figuras 16 a 31, bem como no Quadro 4, que mostra as datas das medições, as vazões médias de cada reator, as vazões médias totais e o percentual referente à maior vazão entre os reatores 1 e 3.

Figura 16: Vazão nos reatores no dia 07/02/2013 (quinta-feira)

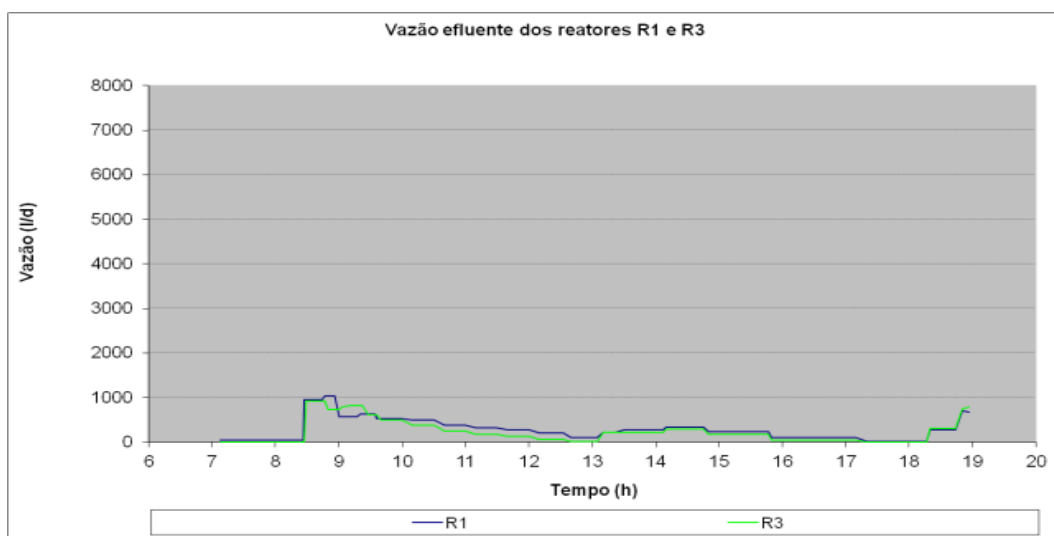


Figura 17: Vazão nos reatores no dia 21/02/2013 (quinta-feira)

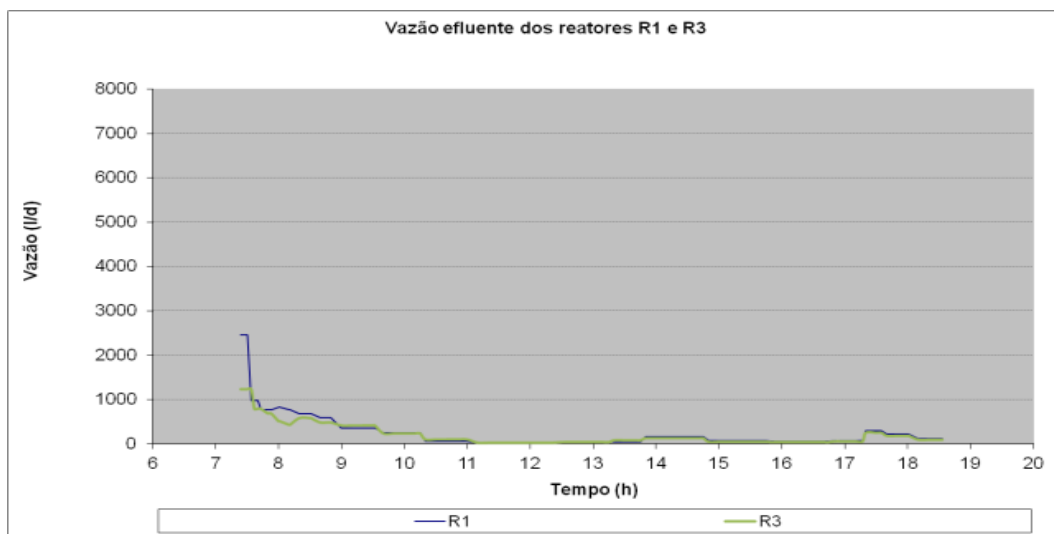


Figura 18: Vazão nos reatores no dia 07/03/2013 (quinta-feira)

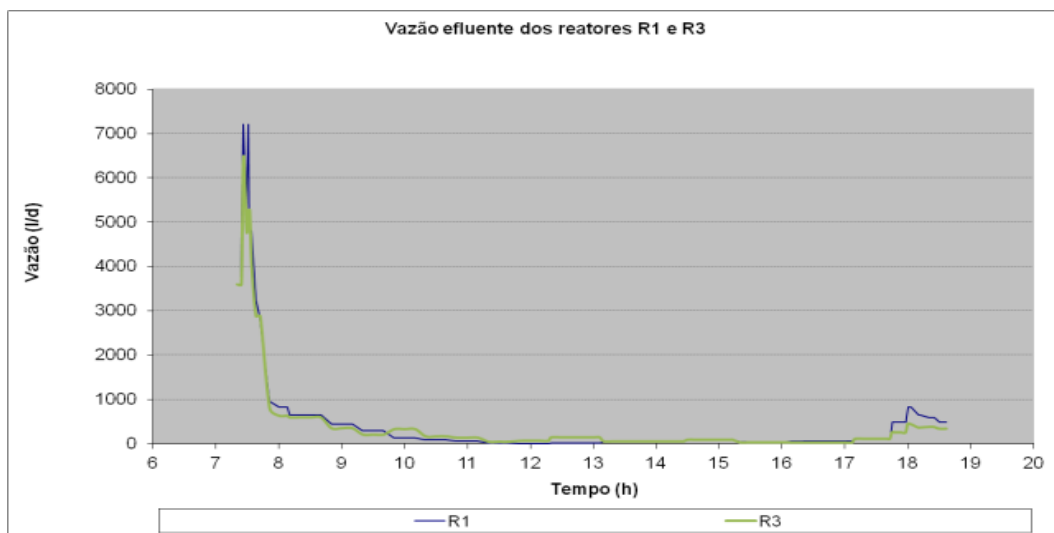


Figura 19: Vazão nos reatores no dia 21/03/2013 (quinta-feira)

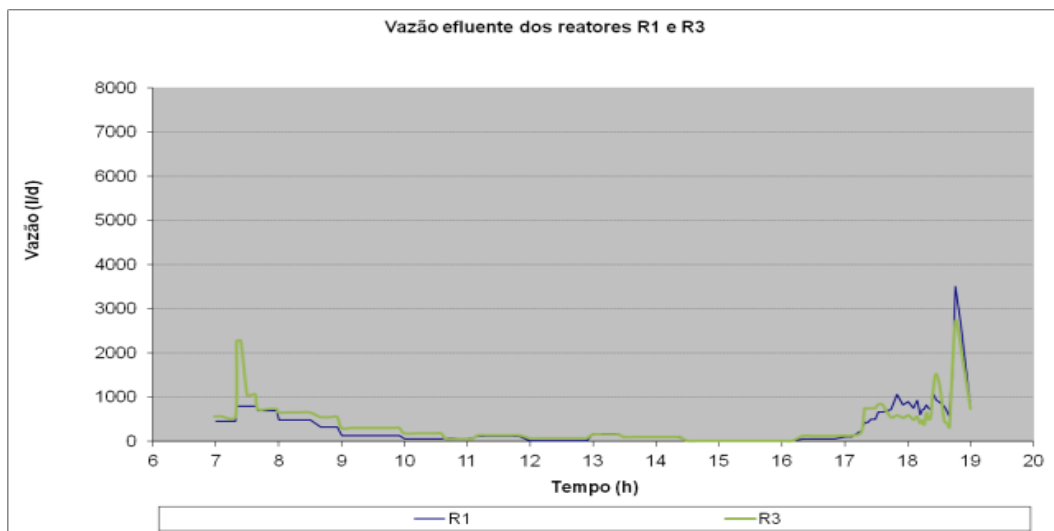


Figura 20: Vazão nos reatores no dia 04/04/2013 (quinta-feira)

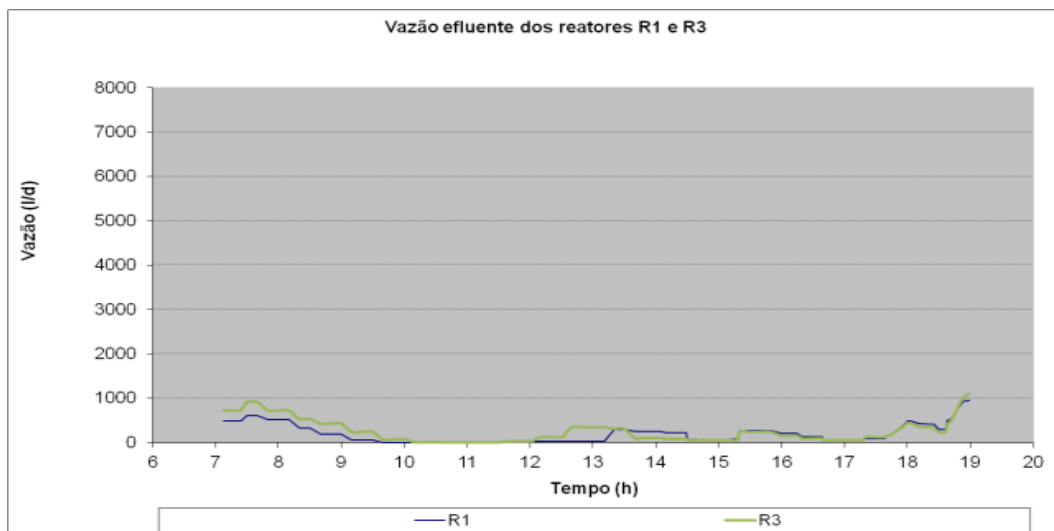


Figura 21: Vazão nos reatores no dia 11/04/2013 (quinta-feira)

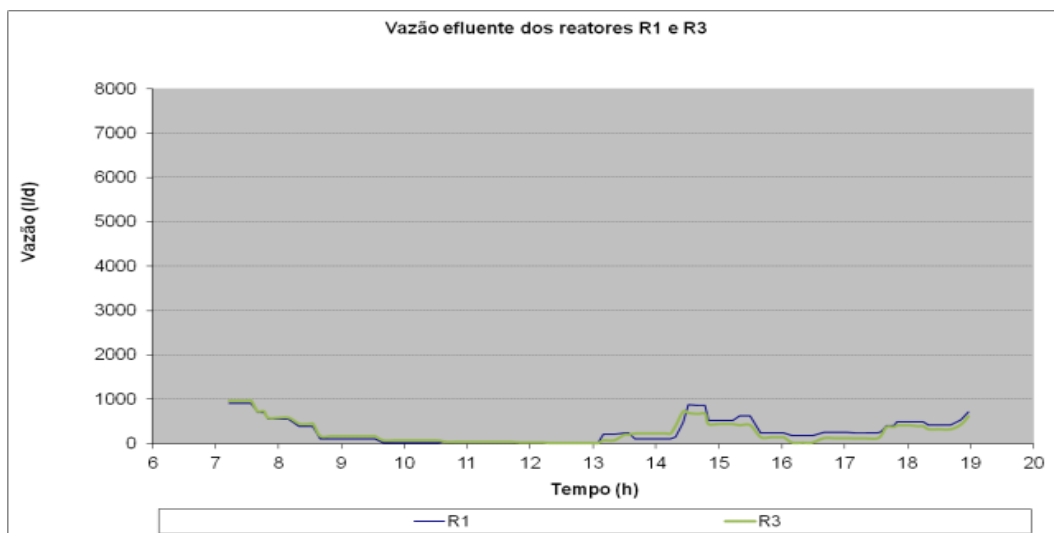


Figura 22: Vazão nos reatores no dia 14/06/2013 (sexta-feira)

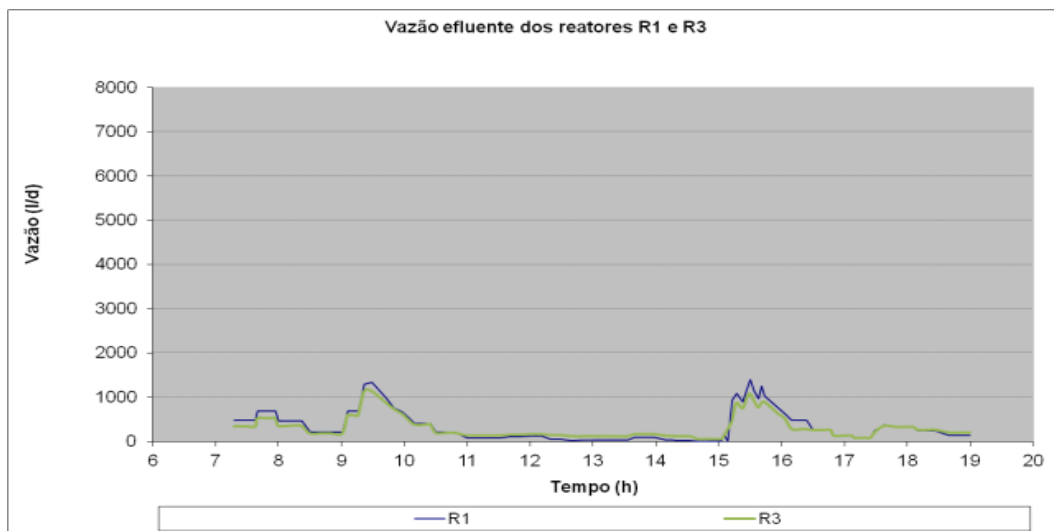


Figura 23: Vazão nos reatores no dia 04/07/2013 (quinta-feira)

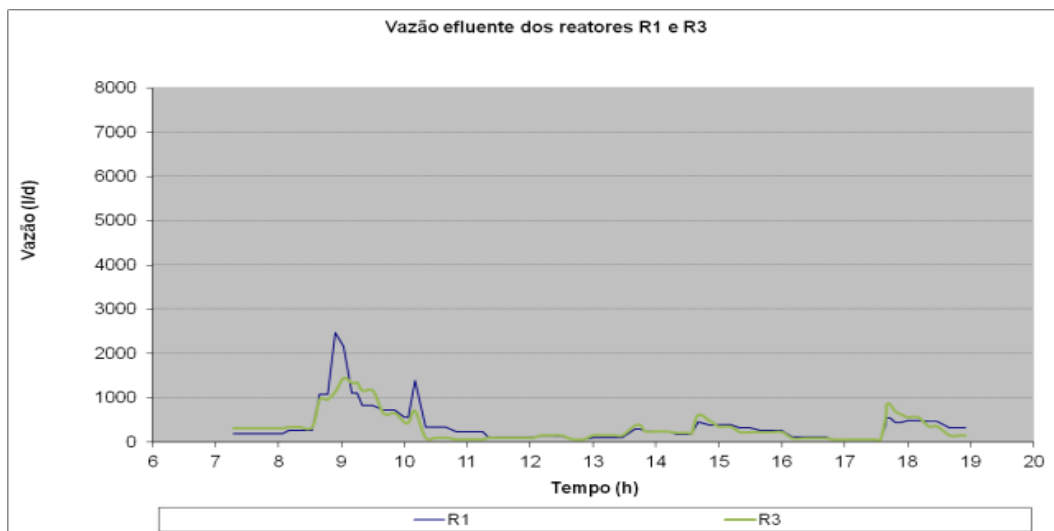


Figura 24: Vazão nos reatores no dia 24/07/2013 (quarta-feira)

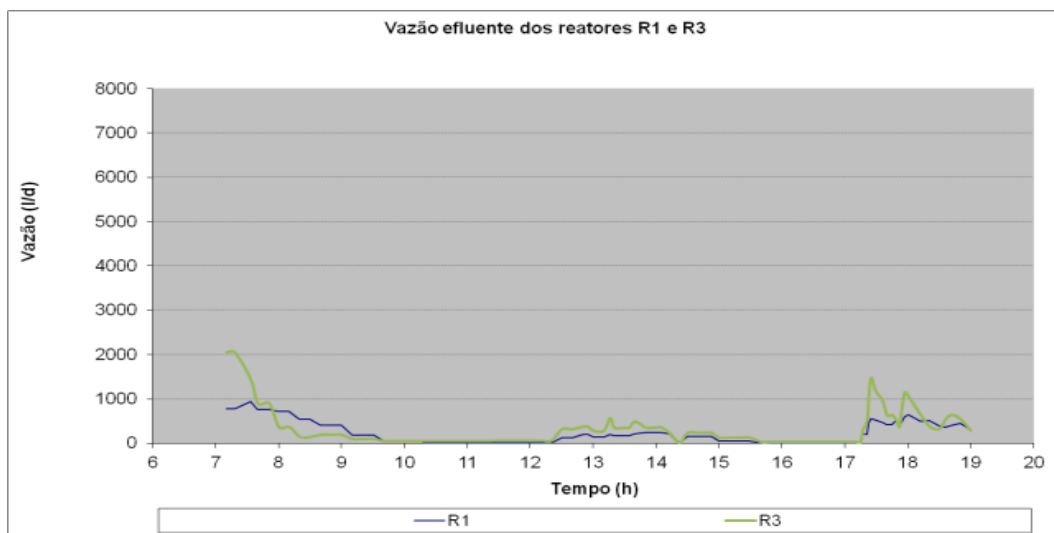


Figura 25: Vazão nos reatores no dia 07/08/2013 (quarta-feira)

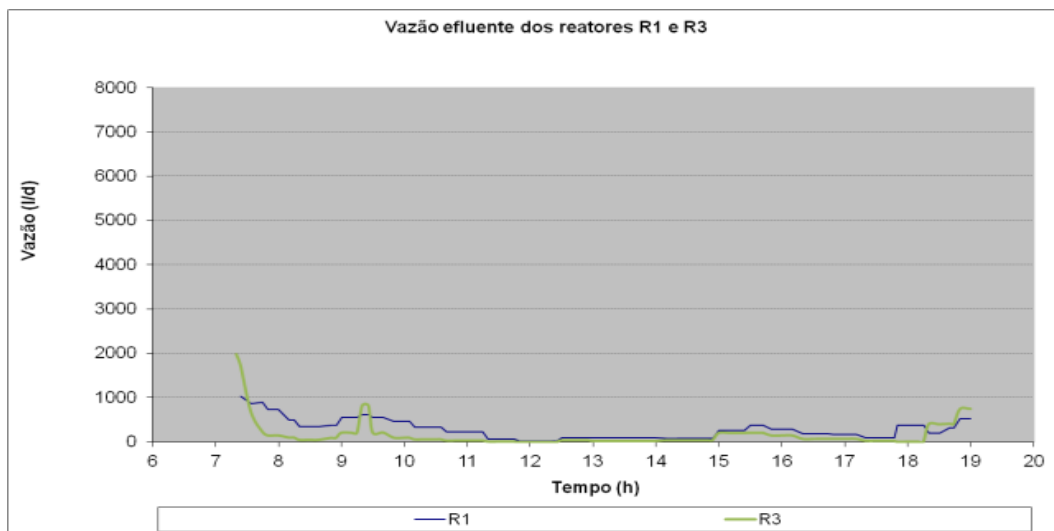


Figura 26: Vazão nos reatores no dia 19/08/2013 (segunda-feira)

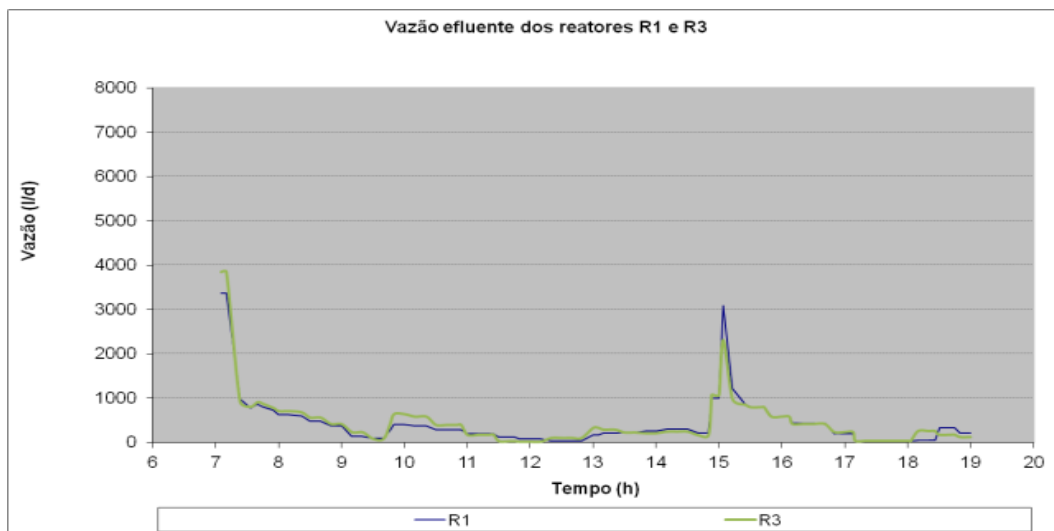


Figura 27: Vazão nos reatores no dia 06/09/2013 (sexta-feira)

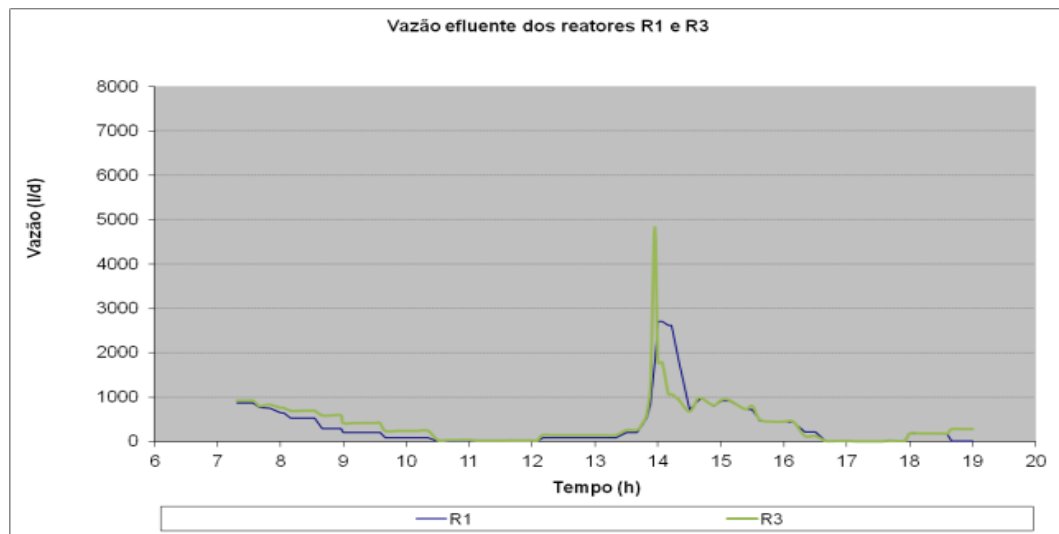


Figura 28: Vazão nos reatores no dia 04/10/2013 (sexta-feira)

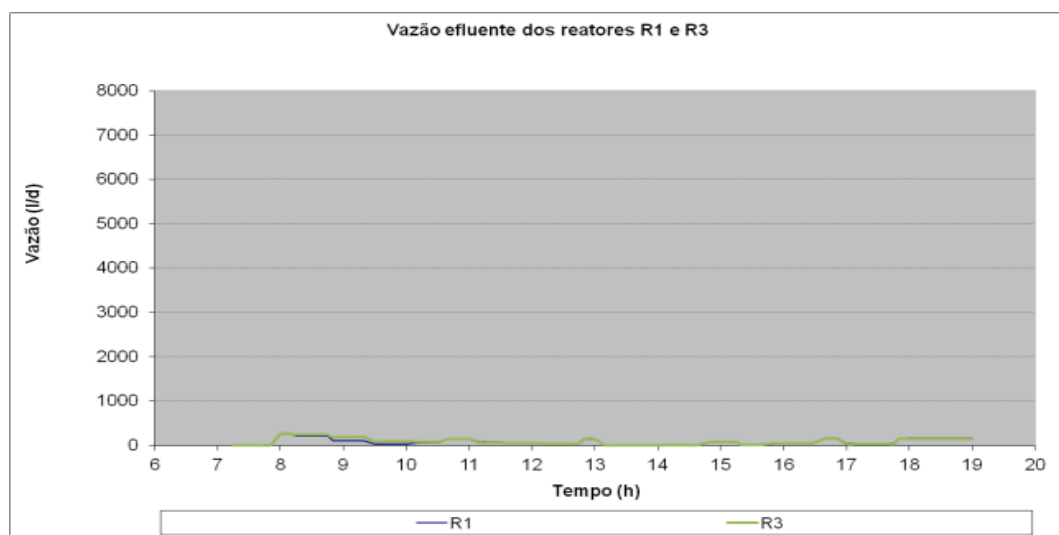


Figura 29: Vazão nos reatores no dia 11/10/2013 (sexta-feira)

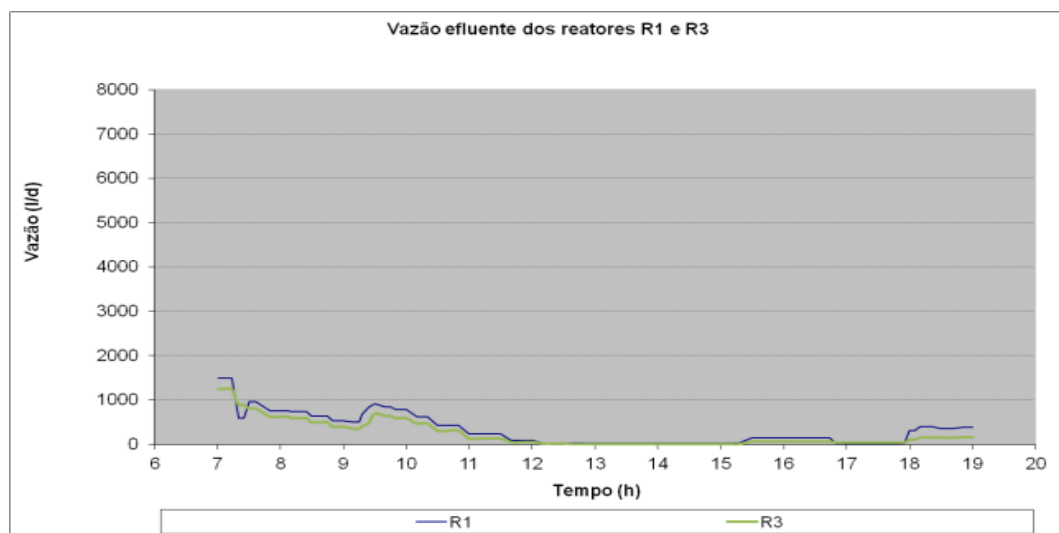


Figura 30: Vazão nos reatores no dia 01/11/2013 (sexta-feira)

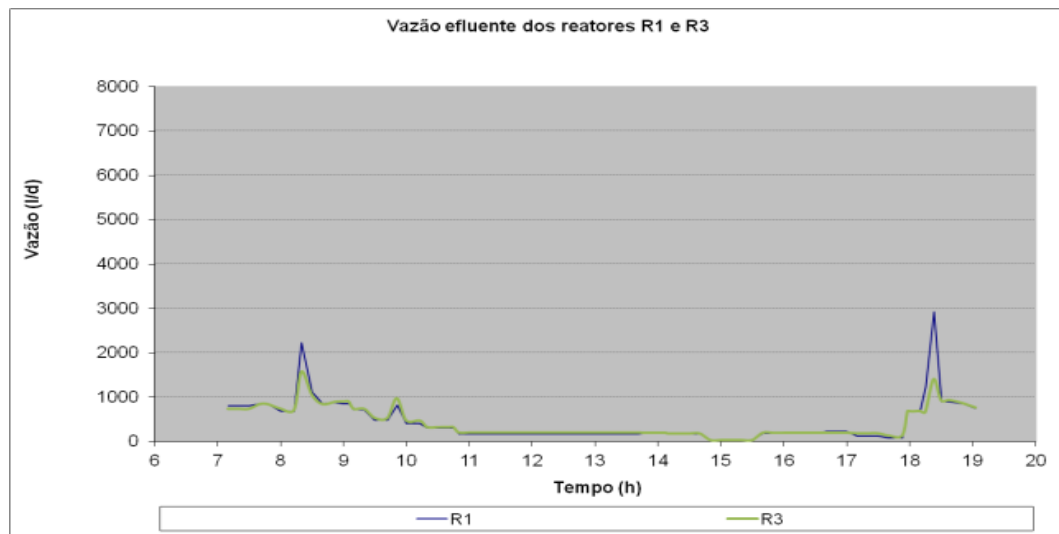
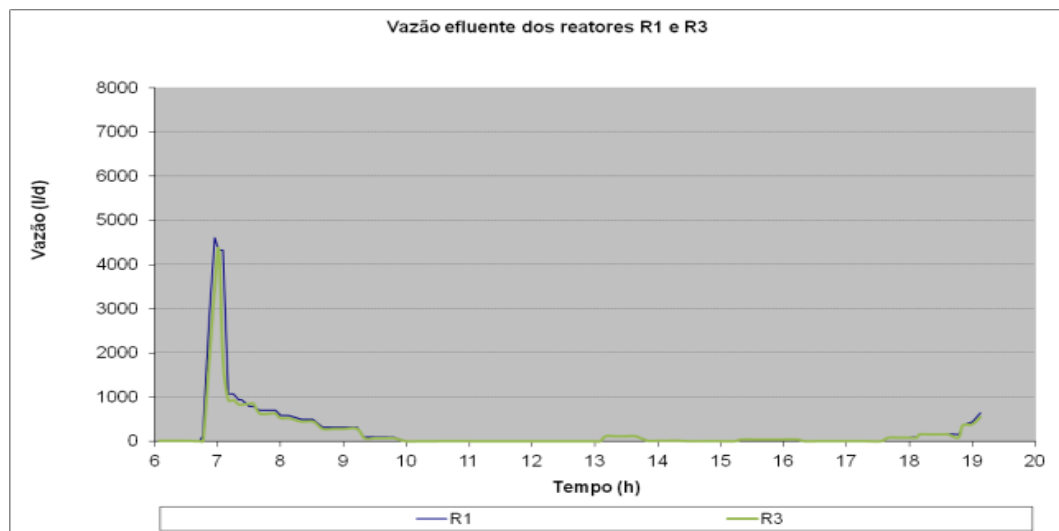


Figura 31: Vazão nos reatores no dia 22/11/2013 (sexta-feira)



As Figuras de 16 a 31 mostram a semelhança entre as vazões dos reatores estudados e a existência de alguns picos em determinados horários do dia. As Figuras supracitadas ainda mostram que, em algumas ocasiões, as vazões ultrapassaram o valor esperado, em função dos picos de vazão ter sido bem maiores do que os da pesquisa anterior desenvolvida neste mesmo sistema por Fernandes (2012) resultando em extravazamentos das caixas limitadoras.

Quadro 4: Vazão média dos reatores R1 e R3 nos diferentes dias, vazão média total e percentual referente à maior vazão entre ambos.

Datas	Vazão média (l/dia)			Vazão média total (l/dia)
	R1	R2	R3	
07/02/2013	342,9	317,8	292,1	952,8
	100,0%		85,2%	
21/02/2013	121,2	108,1	96,8	326,1
	100,0%		79,9%	
07/03/2013	266,4	293,3	277,2	836,9
	96,1%		100,0%	
21/03/2013	313,9	379,6	294,9	988,4
	100,0%		93,9%	
04/04/2013	235,3	281,3	270,9	787,5
	86,9%		100,0%	
11/04/2013	241,5	223,9	208,9	674,3
	100,0%		86,5%	
14/06/2013	302,3	341,5	296,2	940,1
	100,0%		98,0%	
04/07/2013	347,1	335,6	312,0	994,7
	100,0%		89,9%	
24/07/2013	154,4	207,8	237,0	599,2
	65,1%		100,0%	
07/08/2013	227,4	174,8	140,8	543,0
	100,0%		61,9%	
19/08/2013	302,9	232,7	314,6	850,2
	96,3%		100,0%	
06/09/2013	277,2	211,6	322,2	811,0
	86,0%		100,0%	
04/10/2013	95,1	74,8	88,7	258,6
	100,0%		93,3%	
11/10/2013	246,7	124,7	172,3	543,7
	100,0%		69,8%	
01/11/2013	378,2	216,5	368,0	962,7
	100,0%		97,3%	
22/11/2013	260,80	321,4	212,79	795,0
	100,0%		81,6%	
Média	257,1	240,3	244,1	741,5
	100,0%		94,9%	

A importância da vazão para a pesquisa em questão era de fornecer vazões afluentes iguais para os reatores a fim de tornar possível uma comparação fidedigna entre as eficiências de remoção de matéria orgânica, sem favorecimento de um ou outro.

Com base nos dados de vazão mostrados no Quadro 4, observa-se que hora a vazão é maior no R1 hora no R3, isso acontece devido ao desnivelamento involuntário dos recipientes dos sifões. No entanto, analisando-se apenas a média aritmética das vazões médias de cada reator separadamente no período estudado ($R1=257,1$ l/d) e ($R3=244,1$ l/d), a diferença entre eles foi de apenas 5,1 %.

Pode-se observar, ainda com base no Quadro 4, que a vazão média total aferida de 741,5 l/dia, resultou em mais de 100% superior a de dimensionamento (360 l/dia). Entretanto, como as medições foram feitas apenas no período de 07h às 19h, existe a possibilidade de este valor diferir do médio diário.

Neste sentido, além das medições de vazão entre 07h e 19h foram realizadas também três medições de vazão abrangendo um período de 24h com o intuito de saber quanto representa em percentagem de volume o período utilizado na maioria das aferições.

4.1.2. Medições de vazão de 06h às 06h (24 horas)

Nas Figuras de 32 a 34, estão mostrados os gráficos das três medições realizadas ao longo de 24 horas de contribuição.

Figura 32: Vazão nos reatores durante 24 h no dia 03/12/2013 (terça-feira)

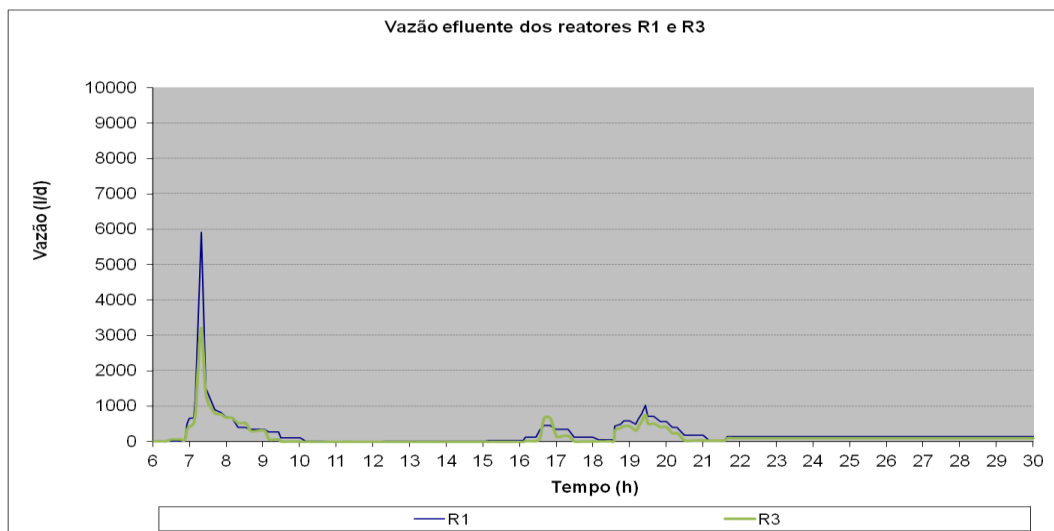


Figura 33: Vazão nos reatores durante 24 h no dia 04/12/2013 (quarta-feira)

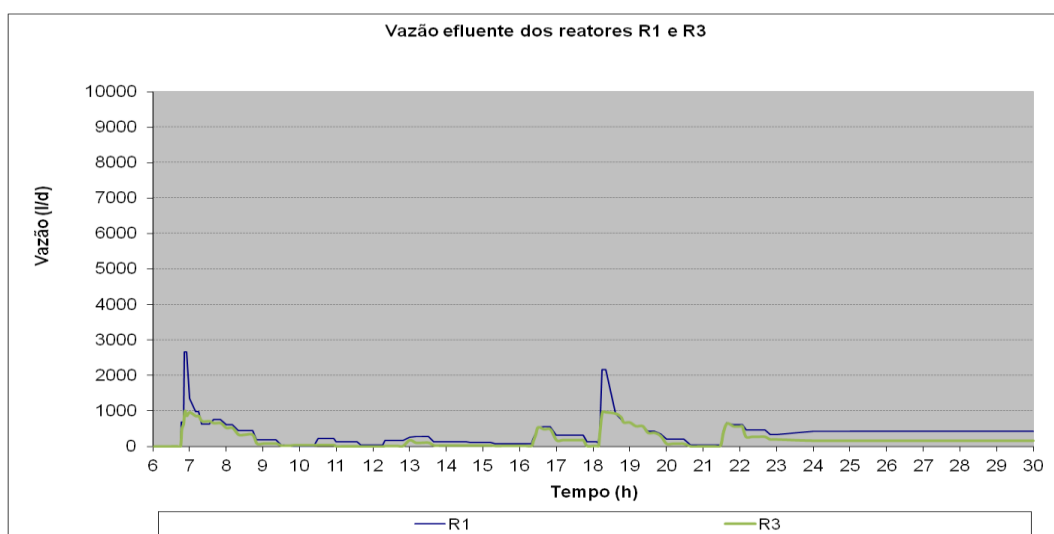
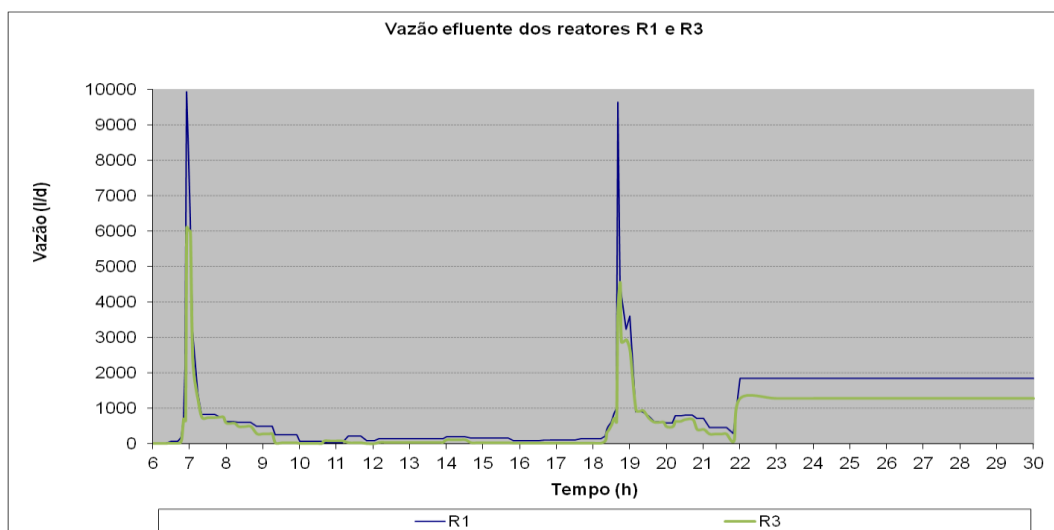


Figura 34: Vazão nos reatores durante 24 h no dia 06/12/2013 (sexta-feira)



Os gráficos das medições de vazão de 24 horas, representados pelas Figuras 32 a 34 também mostraram a semelhança entre as vazões dos reatores estudados, porém, os picos diários de vazão estiveram mais concentrados apenas nos horários do início da manhã (7h às 9h), e no início da noite (17h às 19h). Isso reflete a espontaneidade do sistema, pois, as contribuições de esgotos são realizadas conforme o uso dos banheiros por parte dos residentes.

Os volumes afluentes aos reatores no período de 07h às 19h representaram 50,5% dos volumes afluentes no período de 24 horas de contribuição. O valor encontrado, chamado de “coeficiente de correção de volume”, foi utilizado para corrigir os volumes espontâneos afluentes aos reatores para 24 horas de contribuição, conforme Quadro 5.

4.1.3. Complementação de volumes

O Quadro 5 mostra os volumes espontâneos aferidos no período das 07h às 19h, os volumes espontâneos corrigidos para 24h de contribuição, os volumes efetivamente transferidos e os volumes totais afluentes aos reatores R1 e R3.

Quadro 5: Volumes afluentes aos reatores anaeróbios

Período	Total de dias	Volume afluente espontâneo - 07 as 19h (litros)			Volume afluente espontâneo - Corrigido para 24 h (litros)			Volume transferido no período (litros)			Volume total recebido (litros)		
		R1	R2**	R3	R1	R2**	R3	R1	R2**	R3	R1	R2**	R3
07/02/2013 a 20/02/2013	14	168,8	156,5	143,8	334,3	309,9	284,7	-136,8	0,5	-2,7	4.542,9	4.338,5	3.983,8
21/02/2013 a 06/03/2013	14	56,3	50,2	45,0	111,5	99,4	89,1	-88,3	32,4	11,4	1.472,4	1.424,6	1.258,3
07/03/2013 a 20/03/2013	14	125,2	137,9	130,3	248,0	273,1	258,1	64,7	0,0	-24,2	3.536,1	3.823,1	3.588,6
21/03/2013 a 03/04/2013	14	157,2	190,1	147,6	311,2	376,4	292,3	0,0	0,0	0,0	4.356,6	5.269,0	4.092,6
04/04/2013 a 10/04/2013	7	116,2	138,9	133,8	230,1	275,0	264,8	29,0	0,0	54,1	1.639,6	1.924,8	1.908,0
11/04/2013 a 21/05/2013	41	118,3	109,6	102,3	234,2	217,0	202,5	-511,4	336,7	174,7	9.089,3	9.234,5	8.477,3
22/05/2013 a 13/06/2013*	23	110,0	110,0	110,0	217,9	217,9	217,9	-300,7	209,2	91,5	4.710,9	5.220,8	5.103,1
14/06/2013 a 03/07/2013	20	147,4	166,5	144,4	291,8	329,6	286,0	149,3	0,0	190,2	5.986,2	6.592,5	5.909,6
04/07/2013 a 16/07/2013	13	168,3	162,7	151,2	333,2	322,1	299,5	-19,1	0,0	47,9	4.312,4	4.187,2	3.941,0
17/07/2013 a 23/07/2013*	7	160,7	160,7	160,7	318,3	318,3	318,3	-9,1	0,0	18,6	2.218,7	2.227,8	2.246,3
24/07/2013	1	76,1	102,5	116,9	150,7	202,9	231,4	0,0	0,0	0,0	150,7	202,9	231,4
25/07/2013 a 06/08/2013*	13	98,5	98,5	98,5	195,0	195,0	195,0	0,0	0,0	0,0	2.534,9	2.534,9	2.534,9
07/08/2013 a 15/08/2013	9	111,4	85,6	68,9	220,5	169,5	136,5	0,0	0,0	0,0	1.984,4	1.525,3	1.228,2
16/08/2013 a 18/08/2013*	3	88,6	88,6	88,6	175,5	175,5	175,5	0,0	0,0	0,0	526,4	526,4	526,4
19/08/2013 a 05/09/2013	18	150,4	115,5	156,2	297,8	228,7	309,3	-145,4	372,4	-227,0	5.215,1	4.489,7	5.340,6
06/09/2013 a 09/09/2013	4	134,9	103,0	156,9	267,2	204,0	310,6	-4,3	31,3	-27,0	1.064,4	847,3	1.215,3
10/09/2013 a 03/10/2013	24	67,5	51,5	78,4	133,6	102,0	155,3	-13,3	105,1	-91,8	3.192,9	2.553,2	3.635,3
04/10/2013 a 10/10/2013	7	46,5	36,6	43,4	92,1	72,5	86,0	-21,7	26,6	-4,9	623,3	534,3	597,0
11/10/2013 a 31/10/2013	21	123,2	62,3	86,0	243,9	123,3	170,4	-409,0	360,0	49,0	4.713,2	2.948,9	3.626,8
01/11/2013 a 07/11/2013	7	186,2	106,6	181,2	368,7	211,1	358,8	-54,8	68,8	-14,0	2.526,2	1.546,5	2.497,5
08/11/2013 a 21/11/2013*	14	158,0	158,0	158,0	312,9	312,9	312,9	0,0	0,0	0,0	4.380,1	4.380,1	4.380,1
22/11/2013 a 10/12/2013	19	142,0	175,0	115,9	281,2	346,5	229,4	0,0	0,0	0,0	5.342,0	6.584,2	4.358,7
Total	307	2.711,7	2.566,8	2.618,1	5.369,4	5.082,5	5.184,1	-1.471,0	1.542,9	245,8	74.118,8	72.916,4	70.680,8

* Os recipientes dos sífões ficaram desnivelados, ocorrendo por consequência a descalibração do sistema, portanto, os volumes afluentes espontâneos para cada reator nestes períodos foram considerados como sendo a média entre os volumes afluentes espontâneos dos três reatores da última medição de vazão.

** O reator R2 fazia parte de outra pesquisa que estava sendo desenvolvida simultaneamente a esta, sendo o mesmo considerado apenas para efeito de cálculo da vazão total do sistema.

De posse do volume afluyente total de cada reator e a quantidade de dias do período de vigência (monitoramento do sistema) foi possível calcular a vazão real de cada reator de fluxo ascendente como também a do tanque séptico. As referidas vazões encontram-se logo abaixo na Tabela 6.

Tabela 6: Vazões médias reais dos reatores anaeróbios

Reatores	R1	R2	R3	TS
Vazão (l/d)	241,4	237,5	230,2	709,2

Constatou-se, ao final da pesquisa, que as complementações de volumes surtiram efeito, pois, a diferença nas vazões afluentes aos reatores que era de 5,1% foi reduzida para 4,6%.

Considerando que a quantidade de habitantes não sofreu alteração durante as medições, a contribuição *per capita* seria de 177,3 l/hab.dia, portanto, superior ao valor esperado para um habitante de residência de padrão médio segundo a NBR 13.969 (ABNT, 1997). Desta forma, o volume de material filtrante necessário para o R1 e o volume útil necessário para o R3, segundo a mesma norma, após a mudança desse parâmetro passaria de 176,6 litros para 348,0 litros. Ressalta-se que o alto valor encontrado para a contribuição *per capita* pode ter sido o reflexo da possível presença de usuários não cadastrados pela coordenação da Residência Universitária.

A subestimação da vazão pode ter interferido no desempenho dos reatores, prejudicando consequentemente a comparação entre os mesmos. As caixas limitadoras de vazão que foram dimensionadas para acondicionar um determinado volume de esgoto, por diversas vezes cumpriram apenas parcialmente seu papel de amortecimento dos picos, principalmente nos momentos em que o orifício descarregador de fundo era obstruído com o lodo remanescente do tanque séptico. Portanto, com relação ao reator 3, que não dispunha de mecanismos auxiliares de retenção de lodo, os picos de vazão excessivos podem ter carregado a biomassa do sistema. Contudo, com uma vazão menor os reatores poderiam apresentar desempenhos diferentes.

Devido a esta diferença na vazão do sistema, fez-se necessário recalcular o TDH para as vazões médias reais, chegando-se aos valores apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: Volume de vazios, índice de vazios e TDH dos reatores anaeróbios para as vazões médias reais.

Reatores anaeróbios	Volume de vazios	Índice de vazios	TDH aparente	TDH real
	(l)	(%)	(d)	(d)
TS	1.536,1	100,0	2,17	2,17
R1	99,1	49,3	0,83	0,41
R3	201,0	100,0	0,87	0,87

4.2. Análises físico-químicas

O conjunto dos dados coletados de cada parâmetro físico-químico dos reatores (TS, R1 e R3) quando submetidos ao teste de normalidade de Kolmogorov-Smirnov ao nível de significância de 5% (SOKAL e ROHLF, 2012), mostraram que, com exceção dos sólidos sedimentáveis, todos os parâmetros físico-químicos obedeceram à distribuição normal.

Os parâmetros físico-químicos foram então discutidos com base no Quadro 6, onde constam os valores médios e seus respectivos desvios-padrão de cada um dos efluentes dos reatores, as eficiências de remoção dos diversos parâmetros para os reatores 1 e 3 e as análises de variância entre as médias dos conjuntos. Nas Figuras 35 a 54 também são apresentados os gráficos do comportamento temporal ao longo das coletas realizadas e os do tipo boxplot.

Quadro 6: Valores médios, desvios-padrão, ANOVA e eficiências de remoção.

<div> <div>Reatores</div> <div>Parâmetros</div> </div>	TS				R 01				R 03				Eficiência (%)	
	<i>n</i>	Média	DesvPad	ANOVA	<i>n</i>	Média	DesvPad	ANOVA	<i>n</i>	Média	DesvPad	ANOVA	R 01	R 03
pH	11,0	7,7	0,2	a	11,0	7,8	0,2	a	11,0	7,7	0,2	a	-	-
Temperatura (°C) ³	11,0	26,8	1,1	a	11,0	26,5	1,3	a	11,0	26,5	1,3	a	-	-
Alcalinidade total (mgCaCO ₃ /L)	33,0	273,8	44,4	a	33,0	285,2	34,7	a	33,0	278,2	32,9	a	-	-
Nitrogênio amoniacal (mgN/L)	33,0	29,6	7,5	a	33,0	29,8	6,2	a	33,0	29,6	5,9	a	-	-
Turbidez (UNT)	33,0	47,6	17,7	a	33,0	23,9	9,8	b	33,0	26,3	9,9	b	49,8	44,7
Sólidos sedimentáveis (mL/L)	11,0	0,4	0,5	-	11,0	0,0	0,0	-	11,0	0,0	0,1	-	97,8	91,1
SST (mgSST/L)	22,0	86,4	20,4	a	22,0	37,8	8,8	b	22,0	45,0	7,6	b	56,2	48,0
SSV (mgSSV/L)	22,0	79,9	19,4	a	22,0	36,2	8,3	b	22,0	43,0	6,0	c	54,7	46,2
DBO ₅ (mgO ₂ /L)	33,0	110,7	27,8	a	33,0	74,4	18,5	b	33,0	80,7	15,0	b	32,8	27,1
DQO (mgO ₂ /L)	33,0	192,3	51,4	a	33,0	108,8	29,8	b	33,0	128,8	25,3	b	43,4	33,0

Letras iguais nas linhas indicam que não houve diferenças estatísticas significativas entre as médias dos reatores ao nível de significância de 5%.

n - tamanho amostral.

4.2.1. Temperatura

A temperatura nos efluentes dos reatores ao longo do período de estudo pode ser vista nas Figuras 35 e 36. Observa-se que a temperatura do esgoto acompanha a tendência climática da cidade, onde nos primeiros meses do ano têm-se temperaturas bastante elevadas (janeiro a abril), próximo à metade do ano (maio a setembro) as temperaturas caem, voltando a subir nos últimos meses do ano (outubro a dezembro).

Figura 35: Variação temporal da temperatura

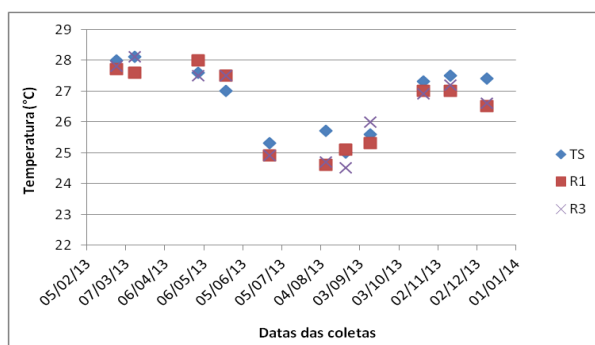
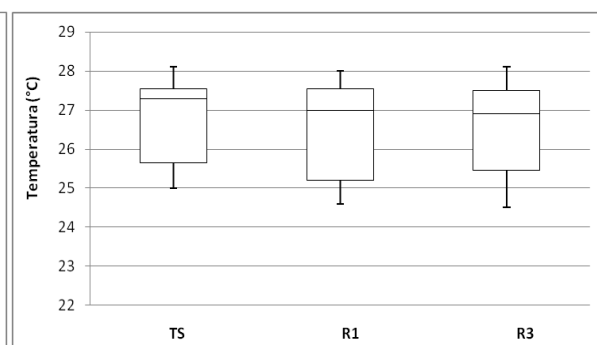


Figura 36: Boxplot da temperatura



O gráfico de boxplot na Figura 36 mostra que a temperatura nos efluentes dos reatores em nenhum momento foi inferior a 24,5 °C e que 50% dos dados de todos os reatores estavam concentrados entre 25,2 e 27,6. Isto favoreceu a viabilidade e eficiência do sistema, uma vez que a temperatura é um fator limitante para os reatores anaeróbios. Segundo Luostarinen *et al.*, (2007) quanto maior a temperatura, maior a taxa de conversão de matéria orgânica.

Segundo Batstone *et al.*, (2002) *apud* Chernicharo (2007) três faixas de temperatura podem ser associadas ao crescimento microbiano na maioria dos processos biológicos: faixa psicrófila (4 e 15°C); faixa mesófila (20 e 40°C) e termófila (45 e 70°C). Segundo Van Haandel e Lettinga (1994) o tratamento de esgotos por processos anaeróbios tem sido associado a uma temperatura ótima que varia de 30 a 35°C.

Os resultados da presente pesquisa ficaram na faixa mesófila e bem próximos à temperatura considerada ótima para a formação de metano, sendo que isso foi conseguido em função apenas da temperatura ambiente local.

Conforme o Quadro 6, verificou-se que, estatisticamente não houve diferença de temperatura entre os efluentes dos reatores para uma significância de 5%.

4.2.2. pH

Os dados de pH nos reatores encontram-se nas Figuras 37 e 38. Observa-se, através do comportamento temporal na Figura 37, uma leve tendência de redução dos valores nos efluentes dos reatores 1 e 3 ao longo dos meses de estudo.

Figura 37: Variação temporal do pH

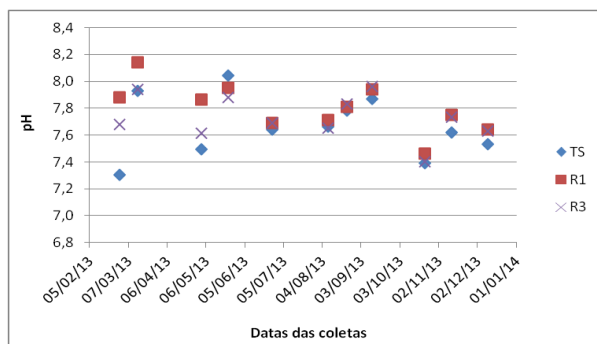
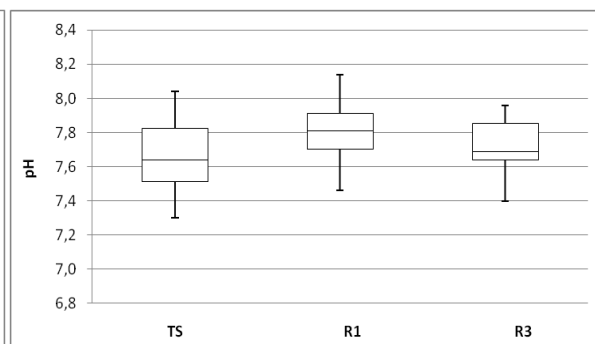


Figura 38: Boxplot do pH



O gráfico de boxplot na Figura 38 mostra que em todos os efluentes dos reatores os valores se mantiveram dentro da faixa recomendada por Chernicharo (2007), o qual recomenda que deve-se evitar valores de pH abaixo de 6,0 e acima de 8,3, uma vez que podem inibir por completo os microrganismos formadores de metano. Ademais, o efluente do tanque séptico foi o que mais se aproximou da faixa de crescimento considerada ótima para formação de metano apontada por Van Haandel e Lettinga (1994), segundo os quais os organismos produtores de metano têm um crescimento ótimo na faixa de pH de 6,3 e 7,8.

De acordo com a literatura, Van Haandel e Lettinga (1994) e Foresti *et al.*, (1999), a obtenção de valores de pH próximos à faixa da neutralidade normalmente não é um problema em sistemas de tratamento anaeróbio de esgotos domésticos, pois nestes sistemas ocorre a predominância do sistema carbônico, responsável pela capacidade de tamponamento do meio.

Conforme o Quadro 6, verificou-se que, estatisticamente não houve diferença de pH entre os efluentes dos reatores para uma significância de 5%.

4.2.3. Alcalinidade total

O comportamento temporal da alcalinidade na Figura 39 mostrou uma leve tendência à redução dos seus valores de forma semelhante em todos os reatores. O gráfico de boxplot na Figura 40 mostrou que não foram observados valores discrepantes e que a maior parte dos dados estavam concentrados entre 246,0 e 308,1 mg $\text{CaCO}_3\cdot\text{L}^{-1}$. Estes valores foram

superiores aos da alcalinidade de esgotos domésticos brutos mostrada por Metcalf e Eddy (1991). Os valores foram semelhantes aos da alcalinidade do esgoto bruto da cidade de João Pessoa afluente à ETE Mangabeira mostrada por Baracuh (2006).

Figura 39: Variação temporal da alcalinidade total

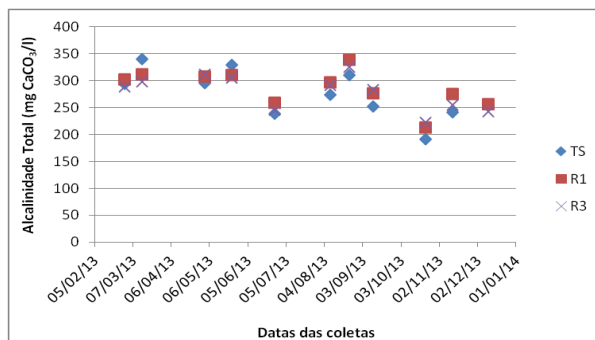
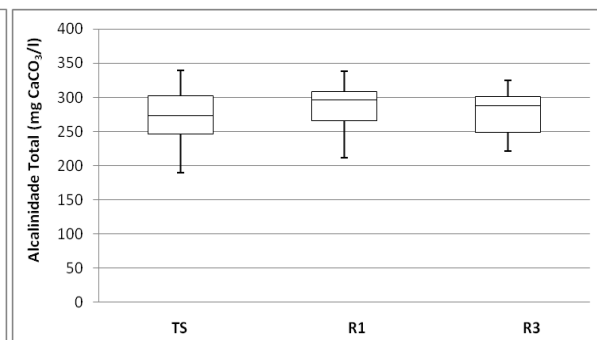


Figura 40: Boxplot da alcalinidade total



Os altos valores desse parâmetro indicam uma elevada capacidade de tamponamento do meio, protegendo os reatores contra possíveis choques de pH. Do contrário os baixos valores permitiriam o acúmulo dos ácidos formados pela digestão anaeróbia, podendo levar à falha no sistema (azedamento dos reatores).

De acordo com o Quadro 6, verificou-se que, estatisticamente não houve diferença de alcalinidade entre os efluentes dos reatores para uma significância de 5%.

4.2.4. Nitrogênio amoniacal

O comportamento temporal do nitrogênio amoniacal na Figura 41 mostrou que seus valores se comportaram de forma semelhante em todos os reatores, não sendo, portanto observadas remoções deste parâmetro. De fato, segundo Van Haandel e Lettinga (1994) normalmente não se têm remoções de nitrogênio amoniacal no tratamento anaeróbio de esgotos, conforme um estudo realizado por estes autores, que apresentou resultados insatisfatórios quanto à remoção deste nutriente no tratamento anaeróbio. Os autores monitoraram um reator UASB e observaram aumento na concentração de nitrogênio amoniacal de 35,0 para 53,0 mg N-NH₃/l.

Figura 41: Variação temporal do nitrogênio amoniacal

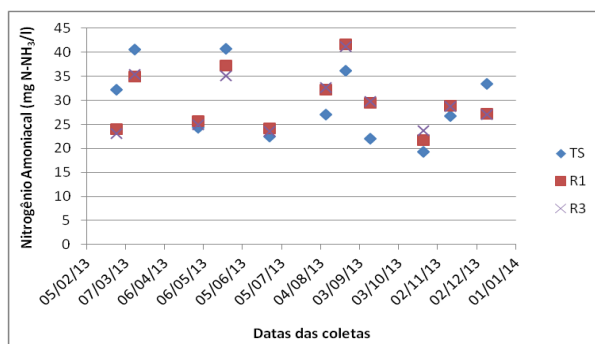
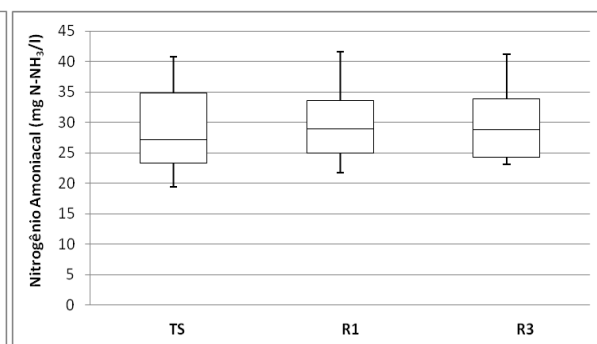


Figura 42: Boxplot do nitrogênio amoniacal



O gráfico de boxplot na Figura 42 mostrou que não foram observados valores discrepantes e que a maior parte dos dados estavam concentrados entre 23,4 e 34,8 mg N-NH₃.L⁻¹. Segundo Rainho (2010) as análises de nitrogênio são indicativas nos processos de tratamento, para a verificação da carga de nutrientes lançados em corpos d'água.

O Quadro 6 mostrou que as médias das concentrações de nitrogênio amoniacal do efluente do tanque séptico (29,6 mg N-NH₃.L⁻¹) foram iguais ou inferiores às obtidas nos efluentes dos reatores 1 (29,8 mg N-NH₃.L⁻¹) e 3 (29,6 mg N-NH₃.L⁻¹).

Na pesquisa realizada por Cruz e Lima (2007), onde foi estudado um reator UASB seguido por um filtro anaeróbio, com relação ao nitrogênio amoniacal, as médias das concentrações do afluente (54,4 mg N-NH₃.L⁻¹) também foram inferiores às obtidas no efluente (100,8 mg N-NH₃.L⁻¹). Segundo eles, o comportamento já era esperado, pois durante o tratamento biológico o nitrogênio orgânico é mineralizado em nitrogênio amoniacal (amonificação).

Um aumento na concentração deste parâmetro de 20 para 23 mg N-NH₃.L⁻¹ (20 °C) e de 12 para 13 mg N-NH₃.L⁻¹ (10 °C) também foi observado por Luostarinen e Rintala (2007) estudando um sistema semelhante à presente pesquisa, mas, em escala de laboratório. As eficiências negativas relatadas pelos autores foram referentes apenas à 2ª fase do sistema, o reator UASB, pois, considerando-se o esgoto afluente ao sistema 4,6 mg N-NH₃.L⁻¹ (20 °C) e 6,3 mg N-NH₃.L⁻¹ (10 °C) os resultados seriam ainda mais desfavoráveis.

Luostarinen e Rintala (2007), Luostarinen *et al.*, (2007) e Al-Shayah e Mahmoud (2008) sugerem que filtros de areia (aeróbios) podem ser utilizados como um pós-tratamento de efluentes anaeróbios, para remoção de nutrientes, se necessário, dependendo dos requisitos do tratamento.

De acordo com o Quadro 6, verificou-se que, estatisticamente não houve diferença estatística deste parâmetro entre os efluentes dos reatores para uma significância de 5%.

Segundo Chernicharo (2007) nos esgotos domésticos normalmente estão presentes todos os tipos apropriados de nutrientes em concentrações adequadas, tornando, dessa forma o ambiente ideal para o crescimento microbiano, sem limitações para o processo de digestão anaeróbia. O autor supracitado aponta ainda o nitrogênio como principal nutriente, necessário à estimulação nutricional de microrganismos metanogênicos.

Segundo Von Sperling (1996b) a matéria nitrogenada utilizada diretamente pelas bactérias está presente na forma de amônia. A mesma existe em solução tanto na forma de íon (NH_4^+) como na forma livre, não ionizada (NH_3), distribuindo-se no meio em função do pH tal como descrito abaixo (VON SPERLING, 1996a):

- ✓ pH < 8.....Praticamente toda amônia na forma de NH_4^+ ;
- ✓ pH = 9,5.....Aproximadamente 50% NH_3 e 50% NH_4^+ ;
- ✓ pH > 11..... Praticamente toda amônia na forma de NH_3 .

Observou-se, na presente pesquisa, que o pH ficou bem próximo à faixa da neutralidade, o que faz com que a amônia apresente-se praticamente toda na forma ionizada. Chernicharo (2007) relata que alguns estudos demonstraram que concentrações de amônia livre (NH_3) acima de 150 mg.L^{-1} são tóxicas aos microrganismos metanogênicos, enquanto que o limite máximo de segurança para o íon amônio (NH_4^+) é da ordem de 3.000 mg.L^{-1} .

4.2.5. Turbidez

O comportamento temporal e o gráfico de boxplot da turbidez nas Figuras 43 e 44 mostraram certa diferença entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3, indicando, remoções significativas deste parâmetro. Conforme o Quadro 6, as eficiências na remoção de turbidez para os reatores 1 e 3 foram de 49,8% e 44,7%, respectivamente. Estas foram semelhantes às eficiências na remoção de SST e SSV da presente pesquisa, estando, portanto de acordo com Pessoa e Jordão (1995) quando afirmam que a turbidez pode ser medida para caracterizar a eficiência do tratamento secundário, podendo ser relacionada à concentração de sólidos em suspensão.

As mesmas foram também semelhantes às eficiências na remoção de turbidez reportadas por Ávila (2005).

Figura 43: Variação temporal da turbidez

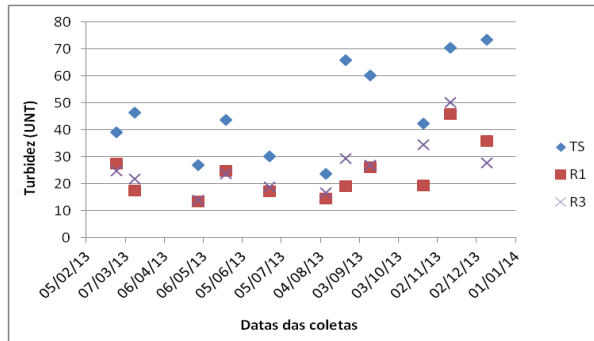
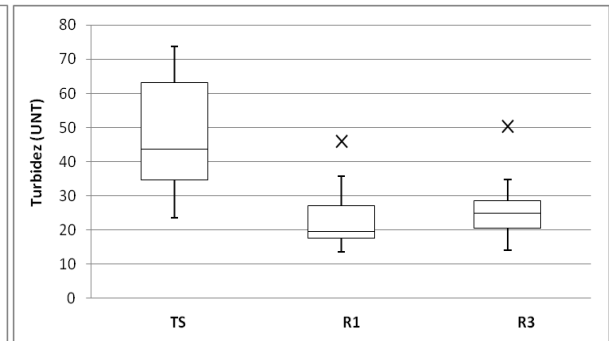


Figura 44: Boxplot da turbidez



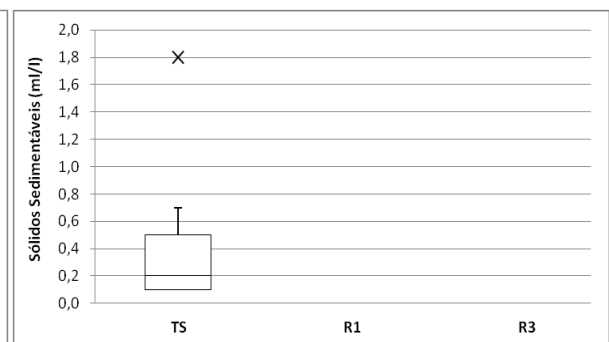
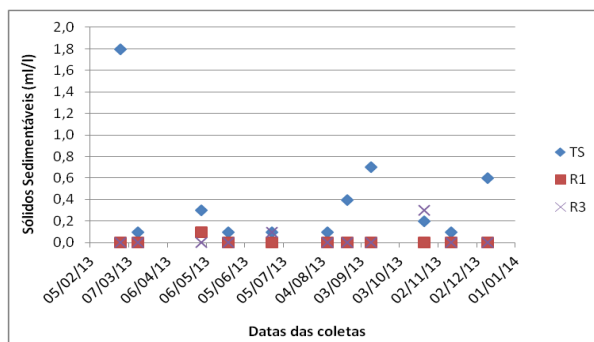
Conforme o Quadro 6, verificou-se que, estatisticamente houve diferença de turbidez para uma significância de 5% entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3, entretanto, quando comparados os efluentes dos reatores 1 e 3 entre si não houve diferença de turbidez para uma significância de 5%.

4.2.6. Sólidos

4.2.6.1. Sólidos sedimentáveis

O comportamento temporal dos sólidos sedimentáveis na Figura 45 mostrou certa diferença entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3, indicando, portanto remoções acentuadas deste parâmetro. Exceção ocorreu para a 9ª coleta, quando, no ato de sua realização, as caixas limitadoras de vazão não suportaram a vazão de pico, ocorrendo o extravasamento do esgoto. O reator 3 como não tem dispositivos auxiliares para retenção de biomassa, não suportou o pico de vazão permitindo que alguns sólidos sedimentáveis fossem carreados junto com seu efluente final.

Figura 45: Variação temporal dos sólidos sedimentáveis



Conforme o Quadro 6, as eficiências de remoção de sólidos sedimentáveis para os reatores 1 e 3 foram de 97,8% e 91,1%, respectivamente. As mesmas foram semelhantes às

obtidas por Mazzola *et al.*, (2005) tratando também esgotos domésticos num reator anaeróbio compartimentado (RAC).

O gráfico de boxplot na Figura 46 mostrou apenas a caixa “box” do efluente do TS, pois, grande parte dos dados dos efluentes dos reatores 1 e 3 foram bem próximas de zero. O gráfico também mostra um único valor discrepante para o efluente do TS, referente à 1ª coleta, quando o tratamento ainda estava no seu estágio inicial.

4.2.6.2. Sólidos suspensos totais

Analisando-se o comportamento temporal dos sólidos suspensos Figura 47, observou-se uma semelhança com os de DBO₅ e de DQO, ratificando que os sólidos suspensos têm uma relação direta com as concentrações de matéria orgânica dos esgotos. Os sólidos suspensos também podem provocar consequências indesejáveis nos corpos receptores, como o aumento da demanda de oxigênio. Luostarinen *et al.*, (2007) afirmam que os sólidos suspensos também podem causar a formação de camadas de espuma e lavagem repentina de lodo, se eles só são acumulados e não estabilizados dentro do reator.

Figura 47: Variação temporal dos SST

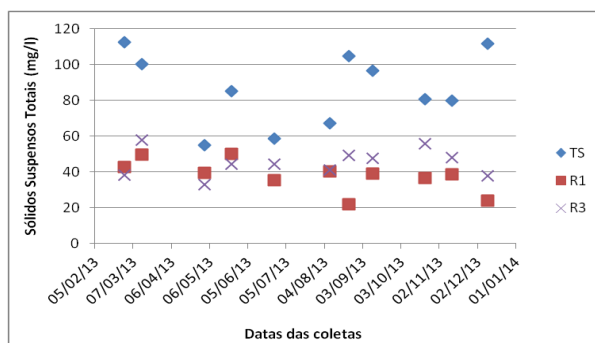
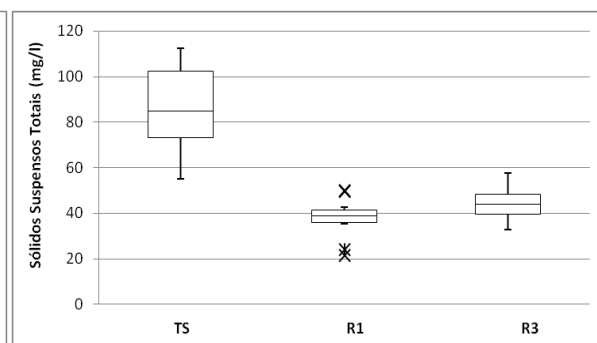


Figura 48: Boxplot dos SST



O comportamento temporal e o gráfico de boxplot dos SST nas Figuras 47 e 48 mostraram que houve diferença entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3, indicando, portanto remoções significativas deste parâmetro. Conforme o Quadro 6, as eficiências de remoção de SST para os reatores 1 e 3 foram de 56,2% e 48,0%, respectivamente. Essas eficiências foram semelhantes às mencionadas por Santos (1995), Silva (2003) e Ávila (2005).

O gráfico de boxplot também mostrou que apesar dos valores discrepantes no reator 1, o desvio padrão foi muito pequeno, representado nesta ocasião pela espessura da caixa “box”.

Com base no Quadro 6, verificou-se que, estatisticamente houve diferença de SST para uma significância de 5% entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3, entretanto, quando comparados os efluentes dos reatores 1 e 3 entre si não houve diferença de SST para uma significância de 5%.

4.2.6.3. Sólidos suspensos voláteis

O comportamento temporal e o gráfico de boxplot dos SSV nas Figuras 49 e 50 mostraram que houve diferença entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3, indicando, portanto remoções significativas deste parâmetro.

Figura 49: Variação temporal dos SSV

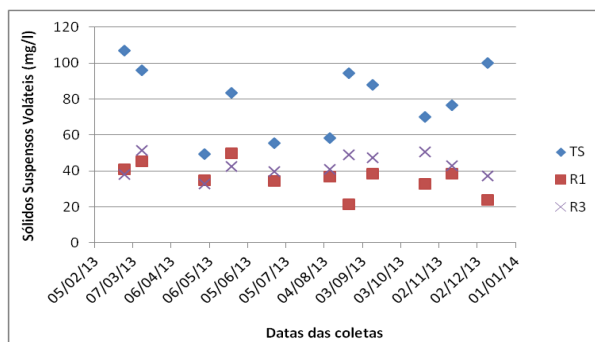
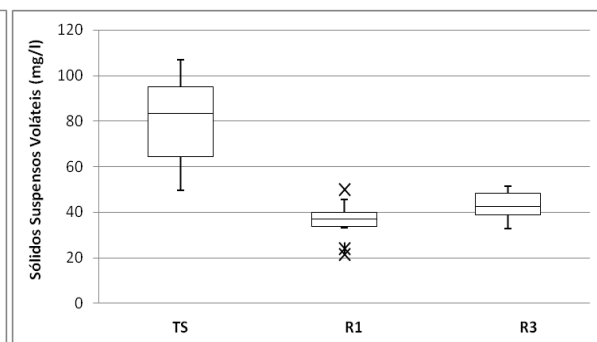


Figura 50: Boxplot dos SSV



O gráfico de boxplot na Figura 50 também mostrou que apesar dos valores discrepantes no reator 1, o desvio padrão foi muito pequeno, representado nesta ocasião pela espessura da caixa “box”.

Conforme o Quadro 6, os valores médios de SSV para os efluentes do tanque séptico e dos reatores 1 e 3 foram $79,9 \text{ mgSSV.L}^{-1}$, $36,2 \text{ mgSSV.L}^{-1}$ e $43,0 \text{ mgSSV.L}^{-1}$, respectivamente, representando eficiências de remoção para o reator 1 de 54,7% e para o reator 3 de 46,2%. As eficiências de remoção para este parâmetro também foram semelhantes à mencionada por Ávila (2005).

Segundo Von Sperling (1996b) e Foresti et al., (1999) a biomassa é mais frequentemente expressa em termos de sólidos em suspensão voláteis (SSV), deste modo, isto pode ser uma justificativa possível para que o reator 3 (crescimento disperso) apresente valores de sólidos suspensos voláteis mais elevados que no reator 1 (crescimento aderido), tendo em vista que nos filtros anaeróbios a maior parte da biomassa encontra-se aderida ao meio suporte ou retida em seus interstícios, enquanto que em reatores com crescimento disperso a biomassa encontra-se dispersa no meio líquido.

Com base no Quadro 6, verificou-se que, estatisticamente houve diferença de SSV para uma significância de 5% entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3. Quando comparados os efluentes dos reatores 1 e 3 entre si também houve diferença de SSV para uma significância de 5%. Este resultado pode ter sido o reflexo da não realização das descargas de fundo periódicas apontadas por Chernicharo (2007) para reatores com crescimento disperso, como é o caso dos reatores UASB.

4.2.7. Matéria orgânica (DBO₅ e DQO)

Os gráficos do comportamento temporal destes parâmetros nas Figuras 51 e 53 retratam de uma forma geral, a melhoria no funcionamento das unidades de tratamento, tendo em vista que tanto o tanque séptico quanto os reatores de fluxo ascendente conseguiram reter os sólidos (biomassa) imprescindíveis ao tratamento biológico. O tanque séptico, através da sedimentação dos sólidos grosseiros, constituindo o lodo de fundo, que promove também a degradação anaeróbia dos despejos afluentes. O reator 1, através da retenção da biomassa aderida ao meio suporte e em seus interstícios, promovendo a degradação da matéria orgânica que flui através do leito filtrante. O reator 3, através da retenção de biomassa no fundo, formando uma zona de elevada atividade bacteriana, que é atravessada pelo esgoto em fluxo ascendente, promovendo o tratamento do mesmo.

4.2.7.1. Demanda bioquímica de oxigênio

Os dados de DBO₅ nos reatores encontram-se nas Figuras 51 e 52. Observa-se, através do comportamento temporal, uma leve tendência de redução dos valores nos efluentes de todos os reatores TS, R1 e R3.

Figura 51: Variação temporal da DBO₅

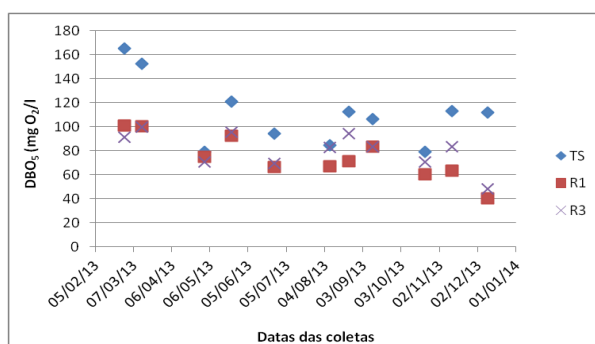
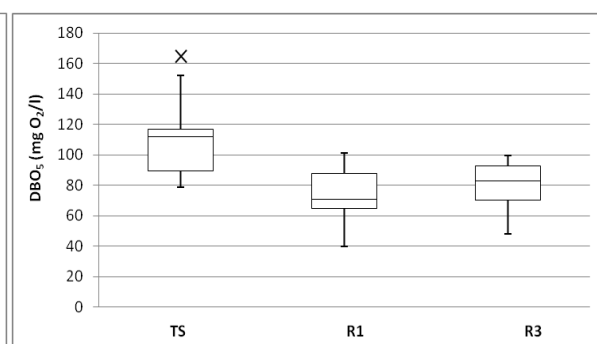


Figura 52: Boxplot da DBO₅



O comportamento temporal e o gráfico de boxplot da DBO₅ nas Figuras 51 e 52 mostraram que houve diferença entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3,

indicando, portanto remoções significativas deste parâmetro. Os gráficos também mostram um único valor discrepante para o efluente do TS, referente à 1ª coleta, quando o tratamento ainda estava no seu estágio inicial. Conforme o Quadro 6, as eficiências de remoção de DBO_5 para os reatores 1 e 3 foram de 32,8% e 27,1%, respectivamente. As mesmas foram similares às citadas por Santos (1995), Silva (2003) e Ávila (2005).

Segundo Von Sperling (1996a), os esgotos domésticos possuem uma DBO_5 da ordem de 300 mg.L^{-1} . Os valores médios de DBO_5 para os efluentes do tanque séptico e dos reatores 1 e 3 foram $110,7 \text{ mgO}_2.\text{L}^{-1}$, $74,4 \text{ mgO}_2.\text{L}^{-1}$ e $80,7 \text{ mgO}_2.\text{L}^{-1}$, respectivamente.

Com base no Quadro 6, verificou-se que, estatisticamente houve diferença de DBO_5 para uma significância de 5% entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3, entretanto, quando comparados os efluentes dos reatores 1 e 3 entre si não houve diferença de DBO_5 para uma significância de 5%.

4.2.7.2. Demanda química de oxigênio

Os dados de DQO nos reatores encontram-se nas Figuras 53 e 54. Observou-se, através do comportamento temporal, uma leve tendência de redução dos valores nos efluentes dos reatores 1 e 3. Talvez não se tenha verificado essa mesma tendência no efluente do TS devido à maior heterogeneidade neste ponto ou mesmo pelo fato de o tanque séptico estar mais sujeito à espontaneidade do sistema que os reatores 1 e 3.

Figura 53: Variação temporal da DQO

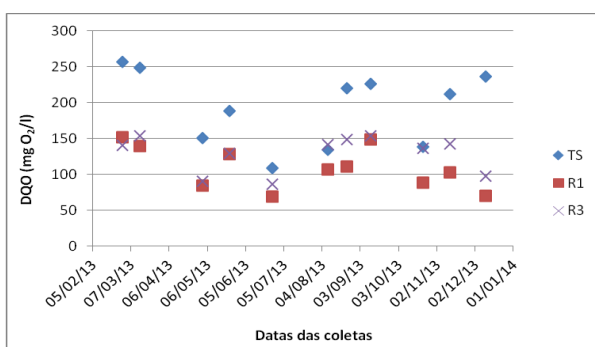
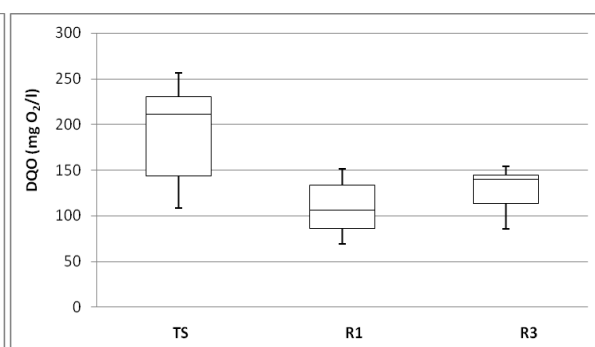


Figura 54: Boxplot da DQO



O comportamento temporal e o gráfico de boxplot da DQO nas Figuras 53 e 54 mostraram que houve diferença entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3, indicando, portanto remoções significativas deste parâmetro. Conforme o Quadro 6, os valores médios de DQO para os efluentes do tanque séptico e dos reatores 1 e 3 foram $192,3 \text{ mgO}_2.\text{L}^{-1}$, $108,8 \text{ mgO}_2.\text{L}^{-1}$ e $128,8 \text{ mgO}_2.\text{L}^{-1}$, respectivamente, enquanto que as eficiências de

remoção de DQO para os reatores 1 e 3 foram de 43,4% e 33,0%, respectivamente. Estas foram análogas às alcançadas nos trabalhos de Santos (1995), Silva (2003) e Ávila (2005).

As eficiências de remoção de DQO para os reatores 1 e 3 também foram similares às encontrados por Luostarinen e Rintala (2005) e Luostarinen e Rintala (2007) tratando águas negras sintéticas, no entanto, com tempos de detenção hidráulica inferiores quando comparados aos referidos estudos.

Subtil (2007) operando um reator UASB em escala real obteve remoções de DQO de 53,9%, portanto, eficiência equivalente às encontradas para os reatores 1 e 3 da presente pesquisa.

Com base no Quadro 6, verificou-se que, estatisticamente houve diferença de DQO para uma significância de 5% entre o efluente do TS e os efluentes dos reatores 1 e 3, entretanto, quando comparados os efluentes dos reatores 1 e 3 entre si não houve diferença de DQO para uma significância de 5%.

4.3. Obstruções no leito de brita do reator 1 (filtro anaeróbio)

Dentre os reatores anaeróbios de fluxo ascendente, o único que necessitou de algum tipo de operação e/ou manutenção foi o reator 1. O crescimento do biofilme aderido ao meio de brita dificultou ou impediu por diversas vezes o fluxo ascensional do esgoto, ocorrência esta que tornou necessária a descarga do lodo excedente. O Quadro 7 mostra a quantidade de descargas de fundo realizadas no mesmo, com suas respectivas datas.

Quadro 7: Descargas de fundo realizadas no reator 1

Descarga de fundo	Data
1 ^a	25/04/2013
2 ^a	20/05/2013
3 ^a	01/07/2013
4 ^a	15/07/2013
5 ^a	23/08/2013
6 ^a	08/09/2013
7 ^a	30/09/2013
8 ^a	27/10/2013
9 ^a	07/11/2013

Na prática, as descargas de lodo excedente podem ser realizadas quando for evidente a perda na qualidade do efluente principalmente devido aos sólidos sedimentáveis e sólidos suspensos. Segundo Chernicharo (2007) em reatores com crescimento disperso (UASB), a adoção de uma frequência adequada de descarte de lodo reflete em uma menor perda de sólidos juntamente com o efluente final, implicando numa melhor qualidade do mesmo, em termos de sólidos suspensos, DQO e DBO.

Durante o período estudado não houve a necessidade da realização de descargas de fundo no reator 3, configurando-se portanto, numa vantagem desta alternativa, pois, além da redução de custos com a não implantação de meio suporte pode aliar simplicidade operacional. Essas observações estão de acordo com a literatura sobre um sistema semelhante ao da presente pesquisa, o reator tanque séptico UASB, onde o tempo de residência de lodo ativo (biomassa) do sistema é longo e a retirada do lodo de excesso pode ser feita uma vez a cada 1 a 4 anos (ZEEMAN *et al.*, 2000) *apud* (AL-SHAYAH e MAHMOUD, 2008). Por outro lado, ressalta-se que para tempos de operação superiores aos da presente pesquisa, vislumbra-se que haverá a necessidade de descarte de lodo.

5.0. Conclusões

As eficiências de remoção de DBO_5 , DQO, SST e SSV para ambos os reatores 1 e 3 foram elevadas para este tipo de tratamento. Os resultados demonstram a aplicabilidade desses sistemas de baixo custo a unidades habitacionais desprovidas de sistema coletivo de esgotamento sanitário, na redução da carga poluidora lançada em corpos aquáticos.

Ademais, à exceção dos SSV, constatou-se que não houve diferença estatística significativa na eficiência de remoção de alguns dos principais poluentes dos esgotos entre os dois reatores. Portanto, pode-se afirmar que os dois reatores são equivalentes em termos de eficiência de remoção. Então, em localidades onde não exista brita ou sua aquisição seja economicamente inviável, o reator com crescimento disperso pode apresentar-se como uma alternativa de tratamento sem perda significativa na eficiência em relação ao reator de crescimento aderido, desde que seja operado com vazões limitadas/regularizadas. Em função das eficiências de remoção dos parâmetros indicadores de matéria orgânica serem bastante semelhantes, sugere-se que, para reatores que recebem vazões com atenuação dos picos, não há necessidade do meio suporte, podendo representar diminuição nos custos envolvidos.

O uso do reator com crescimento disperso em substituição ao filtro anaeróbio é interessante, levando em consideração a preservação ambiental, já que a extração da brita, um recurso natural não renovável, implica em forte degradação do meio ambiente. Há ainda que se considerar a questão da frequente obstrução do filtro com leito de brita, podendo ser considerada como mais uma desvantagem desta opção, comprometendo a característica do sistema de ser de fácil manutenção.

6.0. Sugestões para pesquisas futuras

Investigar, por períodos mais longos, a necessidade e periodicidade de descarte de lodo do reator 3, de modo a manter sua eficiência.

Fazer estudos comparativos de custos entre o material suporte e o dispositivo limitador de vazão, para que seja avaliada a relação custo-benefício entre os métodos de tratamento estudados nesse sistema.

Estudar outras formas de regularização (limitação) das vazões afluentes aos reatores anaeróbios com crescimento microbiano disperso e que sejam eficazes e de baixo custo de implantação e de operação.

7.0. Referências bibliográficas

- AISSE, M. M.; JÜRGENSEN, D.; ALÉM SOBRINHO, P. **Avaliação do Sistema Reator RALF e Flotação por Ar Dissolvido, no Tratamento de Esgoto Sanitário.** In: Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios: coletânea de trabalhos técnicos v.2/Carlos Augusto de Lemos Chernicharo (coordenador). - Belo Horizonte-MG, 2001a, 219-228, 10 p.
- AISSE, M. M.; LOBATO, M. B.; BONA, A.; GARBOSSA, L. H. P.; JÜRGENSEN, D.; ALÉM SOBRINHO, P. **Avaliação do Sistema Reator UASB e Filtro Biológico para o Tratamento de Esgoto Sanitário.** In: 21º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2001b, João Pessoa-PB, 8 p.
- Al-JAMAL, W. e MAHMOUD, N., (2009) **Community onsite treatment of cold strong sewage in a UASB-septic tank.** *Bioresource Technology* 100. 1061–1068 p 08.
- Al-SHAYAH, M. e MAHMOUD, N. **Start-up of an UASB-septic tank for community on-site treatment of strong domestic sewage.** *Bioresource Technology* 99. 7758–7766, 9 p. 2008.
- ANDRADE NETO, C. O. e CAMPOS, J. R. Introdução. In: **Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo.** José Roberto Campos. (coordenador.). 1. ed. PROSAB, Rio de Janeiro: ABES, 1999. Cap. 1, p. 01-28. 464 p.
- APHA / AWWA / WEF. **Standard methods for the examination of water and wastewater.** 20th edition. American Public Health Association. New York, 1999.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13969: **Tanques Sépticos Unidades de Tratamento Complementar e Disposição Final dos Efluentes Líquidos Projeto, Construção e Operação.** Rio de Janeiro. 60 p. 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: **Agregados para Concreto: Especificação.** Rio de Janeiro. 5 p. 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: **Agregados para Concreto: Especificação.** Rio de Janeiro. 11 p. 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7229: **Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos.** Rio de Janeiro. 15 p. 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9648: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário. Rio de Janeiro. 5 p. 1986.

AVILA, R. O. **Avaliação do Desempenho de Sistemas Tanque Séptico-Filtro Anaeróbio com Diferentes Tipos de Meio Suporte**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 166 p. 2005.

BARACUHY, M. P. **Desempenho Operacional do Módulo 2 da Estação de Tratamento de Esgoto de Mangabeira na Grande João Pessoa**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) UFCG, CCT. Campina Grande, 88 p. 2006.

BARBER, W. P. e STUCKEY, D. C. **The use of the anaerobic baffled reactor (ABR) for wastewater treatment: A review**. Water Research Vol.33, nº7. 1559–1578, 20 p. 1999.

BRASIL. **Lei nº 11.445, de 05 de janeiro de 2007**. Brasília, DF: [s.n], 2007. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/111445.htm>. Acesso em: 18 fev. 2014.

CHERNICHARO, C. A. L.; VAN HAANDEL, A. C.; AISSE, M. M.; CAVALCANTI, P. F. F. Reatores anaeróbios de manta de lodo. In: **Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo**. José Roberto Campos. (coordenador.). 1. ed. PROSAB, Rio de Janeiro: ABES, 1999. Cap. 7, p. 155-198. 464 p.

CHERNICHARO, C.A.L.. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Vol. 5. **Reatores anaeróbios**. 2. Ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG. 380 p. 2007.

COSTA, E. S. **Proposta de protocolo para projeto de engenharia de reatores anaeróbios de fluxo ascendente com manta de lodo**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Ambiental. UERJ. 96 p. Rio de Janeiro - RJ. 2009.

CRUZ, E. P. e LIMA, M. G. S. **Estabilidade e eficiência operacional do sistema combinado de reatores UASB/filtro anaeróbio, tratando águas residuárias domésticas**. 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 6 p. 02 a 07 de setembro de 2007 - Belo Horizonte/MG. 2007.

FERNANDES, W. V. **Uso da Luffa cylindrica como meio suporte para crescimento bacteriano em filtro anaeróbio tratando esgotos domésticos.** Dissertação de Mestrado. PPGEUA-UFPB/CT. João Pessoa - PB, 99 p. 2012.

FORESTI, E., FLORÊNCIO, L., VAN HAANDEL, A., ZAIAT, M., CAVALCANTI, P. F. F. Fundamentos do tratamento anaeróbio. In: **Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo.** José Roberto Campos. (coordenador.). 1. ed. PROSAB, Rio de Janeiro: ABES, 1999. Cap. 2, p. 29-52. 464 p.

FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE. **Manual de Saneamento.** 4. Ed. Ver. Brasília: Fundação Nacional de Saúde, 408 p. 2006.

GONÇALVES, R. F.; BAZZARELLA, B. B.; PETERS, M. R.; PHILLIPPI, L. S. Gerenciamento de Águas Cinzas In: **Uso Racional da Água em Edificações/Ricardo Franci Gonçalves (Coordenador)** - Vitória-ES, 2006

GONÇALVES, R. F.; CHERNICHARO, C. A. L.; ANDRADE NETO, C. O.; SOBRINHO, P. A.; KATO, M. T.; COSTA, R. H. R.; AISSE, M. M.; ZAIAT, M. Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por reatores com biofilme. In: **Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios/Carlos Augusto de Lemos Chernicharo (Coordenador)** - Belo Horizonte, 2001. Cap. 4, p. 171-278. PROSAB. 544p.

JORDÃO, E. P.; AVILA, R. O.; JUNIOR, I. V.; AZEVEDO, J. P. S. **Desempenho de Filtros Anaeróbios Segundo Diferentes Meios Suporte e Alturas de Percolação.** 23º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 6 p. Campo Grande-MS, 2005.

KATO, M. T.; ANDRADE NETO, C. O.; CHERNICHARO, C. A. L.; FORESTI, E.; CYBIS, L. F. Configurações de reatores anaeróbios. In: **Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo.** José Roberto Campos. (coordenador.). 1. ed. PROSAB, Rio de Janeiro: ABES, 1999. Cap. 3, p. 53-99. 464 p.

LUOSTARINEN, S. A. e RINTALA, J. A.; **Anaerobic on-site treatment of black water and dairy parlour wastewater in UASB-septic tanks at low temperatures.** Water Research 39 (2005) 436–448. 13 p. 2005.

LUOSTARINEN, S. A. e RINTALA, J. A.; **Anaerobic on-site treatment of kitchen waste in combination with black water in UASB-septic tanks at low temperatures.** Bioresource Technology 98 (2007) 1734–1740. 07 p. 2007.

LUOSTARINEN, S; SANDERS, W; KUJAWA-ROELEVELD, K; ZEEMAN, G; **Effect of temperature on anaerobic treatment of black water in UASB-septic tank systems.** Bioresource Technology 98 (2007) 980–986. 07 p. 2007.

MARA, D. **Sewage treatment in hot climates**, Dundee, Scotland, Wiley-Interscience.. 165 p. 1976.

MAZZOLA, M.; ROSTON, D. M. & VALENTIM, M. A. A. **Uso de leitos cultivados de fluxo vertical por batelada no pós-tratamento de efluente de reator anaeróbio compartimentado.** Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.9, n.2, p.276-283, 2005 Campina Grande, PB, DEAg/UFCG - <http://www.agriambi.com.br>.

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

NUVOLARI, A. **Esgoto sanitário: coleta, transporte, tratamento e reúso agrícola.** 1 Ed. Edgard Blücher, São Paulo-SP. 520 p. 2003

PESQUISA NACIONAL POR AMOSTRA DE DOMICÍLIO. **Síntese de indicadores 2011.** IBGE: Rio de Janeiro, 2012. 282 p. Disponível em: <
http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/pesquisas/pesquisa_resultados.php?id_pesquisa=40
>. Acesso em: abr. 2013.

PESSÔA, C. A. e JORDÃO, E. P. **Tratamento de esgotos domésticos.** 3. Ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental - ABES. 720 p. 1995.

RAINHO, J. **Pós-tratamento de ETE composta por RALF & lagoa de Polimento, empregando reservatório profundo de Estabilização, visando a fertirrigação: Estudo de caso.** Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná. 2010.

RODRIGUES, G. P. W. Concepção dos sistemas de esgotamento sanitário. In: **Esgotamento Sanitário: Projeto e construção de sistemas de esgotamento sanitário:** guia do profissional

em treinamento: nível 2. SECRETARIA NACIONAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL. Salvador: ReCESA. p. 18-22. .(2008).

SABRY, T. **Evaluation of decentralized treatment of sewage employing Upflow Septic Tank/Baffled Reactor (USBR) in developing countries.** Journal of Hazardous Materials 174, páginas 500–505. 6 p. 2010.

SANTOS, A. B.; ATHAYDE JUNIOR, G. B. Controle de poluição: operações, processos, graus e tecnologias de tratamento. In: **Esgotamento sanitário: qualidade da água e controle da poluição: guia do profissional em treinamento: nível 2** / Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental (org). – Salvador: ReCESA,. 87 p. 2008.

SANTOS, J. A. L. **Avaliação do desempenho de filtros anaeróbio, com leitos de pedras, tratando efluentes de lagoas de maturação primária.** Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil-UFPB/CCT. Campina Grande - PB, 66 p. 1995.

SILVA, G. H. R. & NOUR. E. A. A. **Reator compartimentado anaeróbio/aeróbio: Sistema de baixo custo para tratamento de esgotos de pequenas comunidades.** Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.9, n.2, p.268-275, 2005 Campina Grande, PB, DEAg/UFCG - <http://www.agriambi.com.br>.

SILVA, J. B. P. da.; SOUSA, J. T. de.; LEITE, V. D.; ARAÚJO, H. W. C. de. **Avaliação da remoção de matéria orgânica em um tanque séptico não-convencional (fluxo ascendente) seguido por lagoas de estabilização.** IX SILUBESA - Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 2000.

SILVA, L. M. **Avaliação da eficiência de sistema não convencional de esgotos sanitários e do impacto dos efluentes no corpo receptor.** Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria, UFSM, RS, Brasil. 2003.

SILVA, S. A. e OLIVEIRA, R. Manual de análises físico-químicas de águas de abastecimento e residuárias. Campina Grande-PB. 266 p. 2001

SILVA, S. R. DA; MENDONÇA, A. S. F. **“Correlação entre DBO e DQO em esgotos domésticos para a região da Grande Vitória – ES”** Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 8, n. 4 (out/dez), pp 213-220. 2003.

SNIS - Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: **Diagnóstico dos serviços de água e esgotos 2011**. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental - SNSA, 432 p. Brasília, junho de 2013.

SOBREIRA, L. C.; LEDER, S. M.; DA SILVA, F. A. G.; ROSA, P. R. O. **Expansão Urbana e Variações Mesoclimáticas em João Pessoa, PB**. Ambiente Construído, Porto Alegre. V. 11, n. 2, p. 125-138, abr./jun. 2011.

SOBRINHO, P. A. E JORDÃO, E. P. Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios - Uma análise crítica - Capítulo 9. In: **Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios**/Carlos Augusto de Lemos Chernicharo (Coordenador). Belo Horizonte, 544 p. 2001.

SOKAL, R. R.; ROHLF, F. J. **Biometry: the principles and practice of statistics in biological research**. 4th ed. New York: W. H. Freeman, 2012.

SOUZA, E. P.; ANDREOLI, C. V.; ANDREOLI, F. N. **Análise da variação das características qualitativas do esgoto e a eficiência da ETE Atuba Sul - Curitiba-PR**. XV SILUBESA - Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 18 a 22 de março de 2012. Belo Horizonte - MG. p. 11. 2012.

SUBTIL, E. L. **Avaliação da redução de sulfato e produção de sulfeto dissolvido em reator anaeróbio de manta de lodo (UASB) tratando esgoto sanitário em escala real**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo. 2007.

VAN HAANDEL, A. C.; LETTINGA, G. **Anaerobic sewage treatment: a practical guide for regions with a hot climate**. Chichester: J.Wiley, 1994. 226 p.

VAN HAANDEL, A.; KATO, M. T.; CAVALCANTI, P. F. F.; FLORENCIO, L. **Anaerobic reactor design concepts for the treatment of domestic wastewater**. Reviews in Environmental Science and Bio/Technology. N. 5. 2006. p. 21-38.

VON SPERLING, M. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Vol. 1. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 2. Ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG. 243 p. 1996a.

VON SPERLING, M. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Vol. 2. **Princípios básicos do tratamento de esgotos.** 7. Reimpressão. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG. 211 p. 1996b.