

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS

**HIDRODINÂMICA E DESEMPENHO DE FILTROS
VERTICAIS PLANTADOS E NÃO PLANTADO COM
ALIMENTAÇÃO EM PULSO, EMPREGADOS NO
TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO BRUTO**

Raquel da Silveira Cota

Belo Horizonte

2011

Raquel da Silveira Cota

**HIDRODINÂMICA E DESEMPENHO DE FILTROS
VERTICAIS COM ALIMENTAÇÃO EM PULSO,
PLANTADOS E NÃO PLANTADOS, EMPREGADOS
NO TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO BRUTO**

*Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação
em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos
Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais
como requisito parcial à obtenção do título de
Doutor em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos
Hídricos.*

Área de concentração: Saneamento

Linha de pesquisa: Tratamento de águas residuárias

Orientador: Marcos von Sperling

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2011

DEDICATÓRIA

Aos meus queridos pais, pelo amor e apoio incondicionais e sem os quais não teria sido possível a chegada até esta etapa de minha vida acadêmica.

À minha tão querida e amada filha Júlia.

Ao meu marido Henrique, pela paciência e compreensão durante os períodos de ausência.

*“O coração e o amor devem marchar unidos à ciência.
Tudo é fácil àquele que crê e que ama; o amor o enche de gozo inefável.”*

Allan Kardec (1804-1869)

“Não fiquem maravilhados diante do novo, nem assustados pelo que ontem vos era desconhecido.

Não recuem diante do mistério, mas procurem enfrentá-lo e desvendá-lo...

Não se considerem os únicos donos da verdade e do conhecimento, pois um diploma não faz o cientista.

Somente assim poderão cumprir sua missão, ser úteis ao próximo...

*E façam tudo com amor, pois será um dia esplêndido aquele em que, dos progressos da ciência,
participará também o coração”*

Louis Pasteur (1822 – 1895)

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela sua presença constante.

Ao meu orientador professor Marcos von Sperling, cuja competência e experiência profissionais são reconhecidas internacionalmente, deixo meu agradecimento especial, meu profundo respeito, estima e admiração. Obrigado pela sua dedicação, enorme paciência comigo, confiança depositada em meu trabalho e apoio em todas as fases da pesquisa. Entretanto, sobretudo, agradeço-o pelo grande exemplo e modelo de humildade a ser seguido, que o tornam um ser humano e pesquisador diferenciado.

Ao professor Carlos Augusto de Lemos Chernicharo, com quem tanto aprendi na área do saneamento e do meio ambiente, deixo também meu agradecimento especial, por ter me conduzido e orientado desde a graduação no curso de engenharia civil até o doutorado. A este professor, que ao longo dos anos foi se tornando muito mais do que um amigo e modelo de conduta profissional e ética, com quem pude contar e muito aprender em diferentes etapas de minha vida acadêmica, profissional e pessoal, deixo meu enorme carinho, respeito e consideração.

Ao professor Marcelo Libânio, pelas suas valiosas contribuições à pesquisa.

Aos professores e membros da banca Pablo Sezerino, Antônio Matos e Alisson, que contribuíram diretamente na elaboração desta tese, com suas diferentes leituras e visões.

À grande amiga e professora Sonaly Rezende, pelo companheirismo e apoio.

Ao amigo e professor Wilson Fernandes, pelo auxílio na avaliação estatística dos dados.

Ao Sr. Raimundo, pela sua grande dedicação e esforço na condução e manutenção de todos os experimentos desenvolvidos no CEPTS pelo DESA/UFMG e pelo apoio na resolução dos vários problemas operacionais encontrados ao longo da pesquisa.

Aos amigos que fiz no doutorado, que estiveram sempre presentes, muitas vezes “aturando” minha teimosia, ansiedade e impaciência, em especial ao Paulo de Castro Vieira, ao Filipe Lima Dornelas e ao Paulo de Almeida Sertório.

A todos os Bolsistas de Iniciação Científica que colaboraram de maneira intensa para que este trabalho pudesse ser feito, em especial a Bárbara Becker e ao Vitor Amaral, pela grande dedicação e comprometimento às atividades relacionadas a todas as pesquisas desenvolvidas no CEPTS pelo DESA/UFMG.

À equipe da COPASA, em especial à grande amiga e profissional Frieda Cardoso, pelo apoio irrestrito durante toda a fase de condução dos experimentos no CEPTS.

A todos os companheiros da SEMAN, às crianças da evangelização e da pré-mocidade, deixo meu enorme carinho por todos os momentos agradáveis e sublimes aos quais pudemos compartilhar nestes anos de convivência.

Ao CNPq, pela concessão da bolsa de doutorado e da taxa de bancada, que permitiram a minha intensa dedicação para o desenvolvimento das atividades necessárias para a conclusão desta tese.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABELAS	viii
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xi
1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	6
2.1 Objetivo geral	6
2.2 Objetivos específicos.....	6
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
3.1 Filtro Vertical Plantado descendente com alimentação em pulso (FVP-AP)	7
3.1.1 <i>Histórico e desenvolvimento dos FVP-AP</i>	7
3.1.2 <i>Comportamento hidráulico de FVP-AP</i>	10
3.1.3 <i>Características de projeto de FVP-AP</i>	18
3.1.4 <i>Dimensionamento de FVP-AP</i>	33
3.1.4.1 Especificações de carga	34
3.1.4.2 Taxa de Transferência de Oxigênio (TTO).....	36
3.1.5 <i>Sistema francês (modelo CEMAGREF)</i>	38
3.1.5.1 Introdução ao Sistema Francês.....	38
3.1.5.2 Principais parâmetros e critérios de projeto e operação do SF	42
3.1.6 <i>Remoção e transformação de poluentes nos FVP-AP</i>	47
3.1.6.1 Remoção de poluentes no sistema de <i>wetlands</i>	47
3.1.6.2 Remoção de DBO nos FVP-AP	49
3.1.6.3 Remoção de SST nos FVP-AP.....	53
3.1.6.4 Remoção de nitrogênio nos FVP-AP.....	54
3.1.6.4.1 Fundamentos teóricos da nitrificação	54
3.1.6.4.2 Remoção de nitrogênio nos FVP-AP.....	58
3.2 Caracterização do comportamento hidrodinâmico	60
3.2.1 <i>Avaliação hidrodinâmica de reatores</i>	60
3.2.2 <i>Curva de Distribuição dos Tempos de Detenção (DTD)</i>	62
3.2.3 <i>Parâmetros de avaliação de desempenho hidráulico</i>	68
3.2.4 <i>Modelos de representação dos escoamentos reais</i>	74
3.2.4.1 Introdução aos modelos matemáticos de representação dos escoamentos reais	74

4 METODOLOGIA	80
4.1 Sistema de tratamento	80
4.1.1 Dimensionamento do sistema de tratamento	81
4.1.2 Caracterização dos FVP-AP de 1º estágio investigados	82
4.1.3 Sistema de alimentação e drenagem.....	86
4.1.3.1 Alimentação em pulso ao longo do dia.....	86
4.1.3.2 Alimentação alternada entre os filtros verticais de 1º estágio.....	88
4.1.4 Meio filtrante.....	89
4.2 Vegetação	90
4.2.1 Taboa.....	90
4.2.2 Tifton-85.....	91
4.2.3 Podas	92
4.3 Características operacionais.....	92
4.3.1 Partida do sistema.....	92
4.3.2. Período após a partida do sistema (operação rotineira).....	93
4.4 Monitoramento do efluente líquido.....	94
4.5 Avaliação hidrodinâmica.....	96
4.5.1 Hidrogramas de vazão nas unidades plantadas e não plantada.....	96
4.5.2 Avaliação da sequência de picos de bateladas	97
4.5.3 Avaliação do comportamento hidrodinâmico da unidade-controle	98
4.5.3.1 Curva de calibração do traçador	99
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	100
5.1 Meio suporte	100
5.2 Vegetação	101
5.3 Avaliação do desempenho do sistema.....	103
5.3.1 Sólidos	108
5.3.1.1 Estatística descritiva dos dados	108
5.3.1.2 Avaliação do atendimento à legislação ambiental.....	111
5.3.2 Matéria orgânica.....	112
5.3.2.1 Estatística descritiva dos dados	112
5.3.2.2 Avaliação do atendimento à legislação ambiental.....	117

5.3.3 Nitrogênio.....	120
5.3.3.1 Estatística descritiva dos dados.....	120
5.3.3.2 Influência de fatores ambientais na nitrificação.....	123
5.3.4. Comparação entre os resultados obtidos nos filtros plantados e não plantado.....	128
5.4 Caracterização hidráulica do sistema investigado	131
5.4.1 Hidrogramas de vazão.....	131
5.4.1.1 Avaliação da variação dos volumes na saída do FV-NP (unidade não plantada).....	133
5.4.1.2 Avaliação da variação dos volumes na saída dos filtros plantados.....	138
5.4.1.3 Avaliação da sequência de picos de vazão nos filtros usados.....	142
5.4.2 Comportamento hidrodinâmico do sistema.....	146
5.4.3 Parâmetros para avaliação de desempenho hidráulico.....	152
6 CONCLUSÕES.....	155
7 RECOMENDAÇÕES	159
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	161
APÊNDICE A – Sistema de Wetlands Construídas (Constructed Wetlands)	171
APÊNDICE B – Projeto simplificado do sistema de tratamento de esgotos investigado	183
APÊNDICE C – Memória de cálculo do dimensionamento do sistema de tratamento	186
APÊNDICE D – Cálculo da estatística de teste da distribuição de probabilidades de Mann-whitney	189
APÊNDICE E – Cálculo da estatística de teste da distribuição de probabilidades do tipo F	193
ANEXO A – Curva granulométrica da camada filtrante superior (brita 0)	194
ANEXO B – Curva granulométrica da camada de transição (brita 1)	195

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Seção transversal típica dos FVP-AP do <i>Seidel-System</i>	8
Figura 3.2	Variação da condutividade hidráulica não saturada com a sucção, para diferentes texturas de meio (escala logarítmica).....	13
Figura 3.3	Variação de w , ψ e K ao longo de uma coluna de solo não saturada, submetida à vazão constante de água.....	13
Figura 3.4	Variação de θ e K em função de H para um meio limpo	14
Figura 3.5	Perfis de concentração de DQO, NH_4^+ , NO_2^- e NO_3^-	17
Figura 3.6	Perfis de K para os meios filtrantes limpos e usados	17
Figura 3.7	Perfis do θ para S_{res} , $S_{máx}$, $WC_{mín}$, $WC_{máx}$ e perfis instantâneos de θ depois de 10 e 120 minutos depois da aplicação da batelada no filtro limpo.....	18
Figura 3.8	Perfis do θ para S_{res} , $S_{máx}$, $WC_{mín}$, $WC_{máx}$ e perfis instantâneos de θ depois de 10 e 120 minutos depois da aplicação da batelada no filtro usado.....	18
Figura 3.9	Demanda de área em função da população atendida e dos objetivos de tratamento em FVP-AP	35
Figura 3.10	Demandas de área em função da população atendida em FVP-AP.....	36
Figura 3.11	Fluxograma típico de um SF	43
Figura 3.12	Demanda de área do 1º estágio do SF para pequenas comunidades (< 100 habitantes), em função da população atendida	44
Figura 3.13	Curva de variação da carga do traçador na saída (C_{pulso}).....	63
Figura 3.14	Transformação de uma curva experimental C_{pulso} em uma curva $E(t)$...	65
Figura 3.15	Função densidade de probabilidade de uma variável aleatória	66
Figura 3.16	Curva de Distribuição dos Tempos de Residência (DTR) ou curva E	67
Figura 3.17	Função acumulada de probabilidade de uma variável aleatória	67
Figura 3.18	Transformação de uma curva E em uma curva E_θ	68
Figura 3.19	Ilustração do fenômeno de água <i>funicular</i> ou <i>gravitacional</i>	73
Figura 3.20	Canais principais de escoamento e regiões com fluido estagnado nos poros....	73

Figura 4.1	Detalhe dos três leitos filtrantes em construção.....	83
Figura 4.2	Vista geral do sistema de tratamento (antes do plantio).....	83
Figura 4.3	Fundo do filtro após aplicação da camada de massa de cimento – Detalhe da tubulação de drenagem de fundo (100 mm) instalada posteriormente no centro da unidade	83
Figura 4.4	Distribuição das vazões entre duas das unidades investigadas no CePETs.....	84
Figura 4.5	Fluxograma simplificado das unidades constituintes do sistema de tratamento investigado durante o período de partida	85
Figura 4.6	Fluxograma simplificado das unidades constituintes do sistema de tratamento investigado após o período de partida.....	85
Figura 4.7	Vista geral do sistema de tratamento (antes do plantio).....	86
Figura 4.8	Caixas de passagem, que recebem o efluente tratado de cada filtro	86
Figura 4.9	Detalhe da guia instalada junto à parede da caixa e dos sensores de acionamento elétrico – Teste com água para verificação do funcionamento do sistema de alimentação em pulso	87
Figura 4.10	Corte transversal de um FVP-AP de 1º estágio investigado	89
Figura 4.11	Sistema de <i>wetlands</i> subsuperficiais existente na área do CePTs, de onde foram retiradas as mudas de taboa.....	91
Figura 4.12	Curva de calibração do traçador NaCl (testes com esgotos, filtro usado)	99
Figura 5.1	Amarelecimento das folhas, desenvolvimento ruim da taboa e má distribuição do esgoto bruto no filtro, imediatamente após a batelada.....	102
Figura 5.2	Gráficos <i>box-plot</i> das concentrações de SST e SSV e percentis das concentrações e eficiências de remoção destes parâmetros, para os três filtros investigados.....	111
Figura 5.3	Diagrama de dispersão entre a carga aplicada de DQO e SST ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$).....	116
Figura 5.4	Diagramas de dispersão entre DQO efluente (mg.L^{-1}) em função da concentração (mg.L^{-1}) e taxa de aplicação de DQO ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$), para as três unidades investigadas	116
Figura 5.5	Gráficos <i>box-plot</i> das concentrações e eficiências de DBO, para os três filtros investigados.....	118

Figura 5.6	Gráficos <i>box-plot</i> e distribuições de frequência acumulada das concentrações e eficiências de DQO, para os três filtros investigados.....	119
Figura 5.7	Distribuição das formas do nitrogênio no esgoto bruto e efluente dos três filtros investigados (valores médios e percentuais em relação ao nitrogênio total)	122
Figura 5.8	Série histórica da concentração efluente de amônia e eficiência de nitrificação nos filtros FV-NP e FVP-2.....	124
Figura 5.9	Concentrações de N-amoniacoal e temperaturas efluentes nos filtros FV-NP e FVP-2 ao longo do período experimental	125
Figura 5.10	Eficiências de nitrificação e temperaturas nos filtros FV-NP e FVP-2 ao longo do período experimental	126
Figura 5.11	Concentração de OD e N-amoniacoal efluentes nos filtros FV-NP e FVP-2 ao longo do período experimental.....	127
Figura 5.12	Variação do pH e eficiência de nitrificação nos filtros FV-NP e FVP-2 ao longo do período experimental.....	128
Figura 5.13	Variação da vazão e dos percentuais de volume recuperados na saída do FV-NP (em relação ao aplicado), para ambos os testes realizados (aplicação de 530 L em 3 minutos e 940 L em 5 minutos), no início e após 11 meses.....	137
Figura 5.14	Variação da vazão e do volume recuperado ao longo tempo no FVP-1 (em relação ao aplicado), para o volume de 940 L (testes iniciais e após 11 meses).....	138
Figura 5.15	Variação da vazão e do volume recuperado ao longo tempo no FVP-2 (em relação ao aplicado), para o volume de 940 L (testes iniciais e após 11 meses).....	139
Figura 5.16	Influência das plantas e do tempo de uso do filtro na variação do volume recuperado acumulado na saída ao longo tempo, para a aplicação de 940 L.....	141
Figura 5.17	Influência das plantas e do tempo de uso do filtro na variação do percentual de volume recuperado na saída ao longo tempo, para a aplicação de 940 L.....	141
Figura 5.18	Influência das plantas e do tempo de uso do filtro na variação do percentual de volume acumulado na saída ao longo tempo, para a aplicação de 940 L.....	142
Figura 5.19	Série histórica dos picos de vazão, para o filtro plantado FVP-2 e o não plantado FV-NP, para ambos volumes de bateladas investigados (530 e 940 L).....	144

Figura 5.20	Influência do regime de aplicação e do período de operação do sistema nas curvas de DTD e acumuladas de DTD	147
Figura 5.21	Resultados dos ajustes estatísticos dos dados do traçador à distribuição gama de dois parâmetros, para ambos os testes e volumes de aplicação investigados.....	150
Figura 5.22	Resultados dos ajustes estatísticos dos dados do traçador à distribuição gama, visando à determinação do parâmetro.....	151

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Demanda de área per capita recomendada na literatura	20
Tabela 3.2	Especificação das camadas de meio suporte do FVP-AP.....	23
Tabela 3.3	Características e critérios de projeto adotados em diferentes FVP-AP.....	25
Tabela 3.4	Eficiências de remoção para diferentes condições operacionais em pesquisas sobre filtros intermitentes de areia (sem recirculação)	30
Tabela 3.5	Valores de m e b para diferentes objetivos de tratamento	34
Tabela 3.6	Eficiências típicas de remoção de matéria orgânica, sólidos e nitrogênio para diferentes tecnologias de tratamento de esgotos naturais em nível secundário.....	41
Tabela 3.7	Principais parâmetros e critérios de projeto, bem como as recomendações da literatura para o 1º estágio dos sistemas franceses.....	42
Tabela 3.8	Áreas superficiais necessárias ao 1º e 2º estágio em função da população	45
Tabela 3.9	Principais características dos substratos das camadas dos leitos filtrantes	45
Tabela 3.10	Mecanismos de remoção em <i>wetlands</i> construídas	48
Tabela 3.11	Valores de P (número de TES modificado) para distribuições contínuas simuladas.....	51
Tabela 3.12	Valores de k para FVP-AP, com base em 110 dados provenientes de 62 unidades	52
Tabela 3.13	Fatores ambientais que interferem na nitrificação	56
Tabela 3.14	Utilização de oxigênio em FVP-AP como função da estequiometria assumida de redução de DBO e amônia	59
Tabela 3.15	Parâmetros de avaliação do desempenho hidráulico do sistema.....	69
Tabela 3.16	Porosidades típicas para diferentes tipos de materiais.....	71
Tabela 3.17	Porosidades para diferentes arranjos	71
Tabela 3.18	Avaliação do grau de dispersão.....	75
Tabela 3.19	Equações dos modelos teóricos de dispersão de grande intensidade (DGI) e dispersão de pequena intensidade (DPI).....	76
Tabela 3.20	Equações do modelo teórico de Tanques em Série (TES).....	76

Tabela 4.1	Principais características do tratamento preliminar da ETE-Arrudas (COPASA)	81
Tabela 4.2	Critérios utilizados para o projeto do 1º estágio do SF investigado.....	82
Tabela 4.3	Principais características do Sistema de Tratamento.....	82
Tabela 4.4	Período de funcionamento dos FV-AP	88
Tabela 4.5	Meios suportes sugeridos na literatura e utilizados nas camadas que constituem os FV-AP de 1º estágio	90
Tabela 4.6	Período das podas feitas na vegetação.....	92
Tabela 4.7	Valores operacionais médios adotados durante o período de partida.....	93
Tabela 4.8	Valores operacionais médios adotados no período de operação rotineira	94
Tabela 4.9	Programa de monitoramento realizado durante a partida do sistema.....	95
Tabela 4.10	Parâmetros acrescidos ao programa de monitoramento após o período de partida.....	96
Tabela 4.11	Regimes de aplicação testados (filtro novo e usado).....	96
Tabela 5.1	Ensaio granulométrico – Parâmetros calculados.....	100
Tabela 5.2	Composição granulométrica	100
Tabela 5.3	Resultados médios típicos e obtidos para os parâmetros físico-químicos analisados	104
Tabela 5.4	Resultados médios dos parâmetros físico-químicos analisados (período de partida)	105
Tabela 5.5	Resultados médios para as unidades plantadas e não plantada (monitoramento rotineiro).....	107
Tabela 5.6	Resultados das análises de SST e SSV no esgoto bruto e no efluente dos três filtros investigados.....	108
Tabela 5.7	Eficiências de remoção de SST e SSV do esgoto bruto, para os três filtros avaliados	109
Tabela 5.8	Relação SSV/SST média no esgoto bruto e tratado	110
Tabela 5.9	Resultados das análises de DBO e DQO no esgoto bruto e no efluente dos três filtros investigados.....	112
Tabela 5.10	Eficiências de remoção de DBO e DQO do esgoto bruto, para os três filtros avaliados	113

Tabela 5.11	Relação DQO/DBO no esgoto bruto e no efluente dos filtros investigados (valores médios).....	115
Tabela 5.12	Resultados das formas do nitrogênio analisadas	121
Tabela 5.13	Resultados das eficiências de remoção de NTK, para os três filtros avaliados	123
Tabela 5.14	Resultados do teste de significância para igualdade entre duas médias (teste de <i>Man-Whitney</i> , a 5% de significância	129
Tabela 5.15	Resultados dos testes de significância para igualdade de duas variâncias (teste F de Snedocor, a 5% de significância).....	130
Tabela 5.16	Recuperação total do volume aplicado do esgoto na saída do filtro usado (testes feitos após 11 meses de operação do sistema)	132
Tabela 5.17	Percentual de saída em relação ao volume efetivamente aplicado (para o volume de 530 L).....	134
Tabela 5.18	Percentual de saída em relação ao volume efetivamente aplicado (para o volume 940 L)	134
Tabela 5.19	Recuperação do volume do esgoto na saída do FVP-1 em relação ao aplicado (940 L), a cada intervalo de tempo de 10 minutos	140
Tabela 5.20	Recuperação do volume do esgoto na saída do FVP-2 em relação ao aplicado (940 L), a cada intervalo de tempo de 10 minutos	140
Tabela 5.21	Valores absolutos obtidos para a maioria dos picos de vazão nos filtros FV-NP e FVP-2 investigados, para os volumes aplicados de 530 e 940 L	145
Tabela 5.22	Parâmetros calculados a partir das curvas de DTD	148
Tabela 5.23	Parâmetros obtidos com o ajuste das curvas de DTD ao modelo N- TES	149
Tabela 5.24	Parâmetros estimados da função gama de dois parâmetros, conforme metodologia proposta por Kadlec e Wallace (2008)	150
Tabela 5.25	Valores estimados apenas para o parâmetro N, por meio dos ajustes estatísticos à função gama de dois parâmetros proposta por Kadlec e Wallace (2008)	151
Tabela 5.26	Variação dos tempos obtidos por meio dos testes hidrodinâmicos (influência do volume aplicado e do período de operação na unidade não plantada)	153
Tabela 5.27	Parâmetros usados para avaliação hidráulica (influência do regime de aplicação e do período de operação na unidade não plantada).....	154

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

A	Área
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
C*	Concentração residual ou de <i>background</i>
COPAM	Conselho de Política Ambiental do Estado de Minas Gerais
CERH	Conselho Estadual de Recursos Hídricos
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
COPASA	Companhia de Saneamento do Estado de Minas Gerais
CE	Condutividade Elétrica
CTC	Capacidade de troca de cátions
CEMAGREF	Centre d'Etude du Machinisme Agricole du Génie Rural des Eaux et Forêts (Instituto de pesquisa localizado na França, onde foi desenvolvido o SF)
CePTs	Centro de Pesquisa e Treinamento em Saneamento
C_{pulso}	Curva de variação das cargas de saída do traçador aplicado em pulso ao longo do tempo
C_u	Coeficiente de uniformidade
CV	Coeficiente de variação
CF	Coliformes fecais ou coliformes termotolerantes
d	Dia
d	Número de dispersão
D	Coeficiente de dispersão
DBO	Demanda bioquímica de oxigênio de cinco dias (DBO ₅)
DESA	Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG
DGI	Modelo matemático teórico de dispersão de grande intensidade
DN	Deliberação normativa
DPI	Modelo matemático teórico de dispersão de pequena intensidade
DQO	Demanda química de oxigênio
DTD ou DTR	Distribuição dos Tempos de Detenção ou Distribuição dos Tempos de Retenção
E(t) ou E	Curva de distribuição dos tempos de detenção
E_θ	Curva de distribuição dos tempos de detenção (adimensional)
e_v	Eficiência volumétrica
EP	Equivalente populacional

ETE	Estação de tratamento de esgotos
f	Frequência de aplicação no leito em carga
FDP ou $f_X(X)$	Função Densidade de Probabilidade
F(t)	Função soma ou acumulativa do tempo de residência
FAP	Função Acumulada de Probabilidade
$f(k)$	Distribuição de frequência dos valores de k
F	Frequência de aplicação entre os filtros
FHP	Filtros Horizontais Plantados
FIA	Filtros Intermitentes de Areia
FVP	Filtros Verticais Plantados
FV-AP	Filtro Vertical com Alimentação em Pulso
FVP-AP	Filtro Vertical Plantado descendente com Alimentação em Pulso
FVP-1	Filtro vertical plantado inicialmente com taboa e depois substituído pelo Tifton-85
FV-NP	Filtro vertical não plantado (unidade controle)
FVP-2	Filtro vertical plantado com Tifton-85 desde o início
h	Lâmina d'água (volume da batelada/área do leito em carga)
h	Profundidade
H_g	Carga gravitacional (ou de altura)
H_p	Carga de pressão
H_2S	Sulfeto de hidrogênio
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICC	Índice de Curto Circuito
IDM	Índice de Dispersão de Morril
IMRT	Índice de Tempo de Retenção Modal
ITRM	Índice de Tempo de Retenção Médio
k	Permeabilidade intrínseca do meio
k	Coefficiente de reação de 1ª ordem modificado
K	Condutividade hidráulica em meio não saturado
K_s	Condutividade hidráulica em meio saturado
N	Número de tanques em série (N-TES)
NaCl	Cloreto de Sódio (sal de cozinha)
NH_3	Amônia livre, não ionizada
NH_4^+	Amônia ionizada ou íon amônio

N-amoniacal	Nitrogênio amoniacal
n_{ef}	Porosidade efetiva do meio
NO_2^-	Nitrito
NO_3^-	Nitrato
NT	Nitrogênio Total
NTK	Nitrogênio total Kjeldahl
OD	Oxigênio Dissolvido
O_2	Oxigênio
P	Número de tanques em séries modificado
Pe	Número de Peclet axial
p_c	Pressão capilar
pH	Potencial hidrogeniônico
PO_4^-	Ortofosfato
PO_4^{3-}	Fosfato
P_T	Fósforo Total
PV	Poço de Visita
Q	Vazão
r^2	Coefficiente de determinação entre duas ou mais variáveis
SF	Sistema Francês
SS	Sólidos Suspensos
SSed	Sólidos Sedimentáveis
SSQE	Soma dos erros quadrados
SSV	Sólidos Suspensos Voláteis
SST	Sólidos Suspensos Totais
t_n	Tempo no qual n% do traçador já passou pela unidade, correspondente à n% da área sob a curva de percentuais acumulados (n = 10, 50, 60 e 90)
TAH	Taxa de Aplicação Hidráulica (vazão média/área do leito em carga)
TAH_{inst}	Taxa de Aplicação Hidráulica instantânea (vazão da batelada/área do leito em carga)
TDH	Tempo de Detenção Hidráulica
TES ou N-TES	Modelo matemático teórico de Tanques em Série
T DQO	Taxa de aplicação de DQO
T NTK	Taxa de aplicação de NTK
T SS	Taxa de aplicação de SS

TTO	Taxa de Transferência de Oxigênio
UASB	<i>Upflow anaerobic sludge blanket</i> (reator anaeróbio de fluxo ascendente e manta de lodo)
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
USEPA	<i>United States Environment Protection Agency</i>
V	volume
WC	<i>Wetlands</i> Contruídas
WC _{mín}	Conteúdo volumétrico de água (θ) mínimo
WC _{máx}	Conteúdo volumétrico de água (θ) máximo
WCFS	<i>Wetlands</i> de Fluxo Superficial
WCFSS	<i>Wetlands</i> de Fluxo SubSuperficial
WCFV	<i>Wetlands</i> de Fluxo Vertical
τ	Tempo de detenção hidráulica obtido por meio dos testes com traçador NaCl
σ	Variância
ψ_t	Potencial total
ψ_g	Potencial gravitacional
ψ_p	Potencial de pressão
θ	Conteúdo volumétrico de água (relação entre o volume de água no filtro e o volume total)
θ_s	Conteúdo volumétrico de água máximo
θ_r	Conteúdo volumétrico residual

RESUMO

Filtros Verticais Plantados – FVP (*Constructed Wetland*) vêm sendo pesquisados em todo o mundo para o tratamento de diferentes tipos de efluentes, inclusive esgotos brutos, de origem sanitária. Dentre os diferentes tipos de FVP existentes, destaca-se o sistema *Constructed Wetland Intermittent Downflow* (ou *Pulse Loaded*), cuja designação em português adotada nesta tese foi *Filtro Vertical Plantado descendente com alimentação em pulso (FVP-AP)*. Esta pesquisa trata de uma variante do FVP-AP, o *Sistema Francês*, e teve como enfoque principal a avaliação do comportamento hidráulico do seu 1º estágio, constituído por três filtros alimentados em paralelo, com fases alternadas de alimentação e descanso.

O experimento, constituído do 1º estágio do Sistema Francês, foi implantado no CePTs – Centro de Pesquisa e Treinamento em Saneamento UFMG/COPASA, localizado na ETE/Arrudas, em Belo Horizonte/MG. Um dos filtros foi plantado inicialmente com a espécie *Typha latifolia* (taboa) e posteriormente substituído pelo Tifton-85, o segundo com o híbrido Tifton-85 (*Cynodon dactylon* Pers.) e o outro não foi plantado, atuando como controle. A vazão de projeto foi igual a $12 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ ($\text{m}^2/\text{habitante}$), correspondente a TAH igual a $0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$.

Foram testados dois regimes de aplicação, para uma mesma TAH: o primeiro, correspondente à maior frequência, consistiu da aplicação de mais bateladas diárias (24) de um menor volume (530 L) e o segundo, da aplicação de menos bateladas diárias (12) de um maior volume (940 L). Os testes foram conduzidos nos filtros novos, quando estes não haviam recebido aplicações anteriores de esgoto e no filtro usado, após 11 meses de operação do sistema. Foi possível confirmar a influência do regime de aplicação, do período de uso do filtro e da presença das plantas nos tempos de detenção hidráulica no sistema.

Os resultados dos testes hidrodinâmicos realizados nos filtros plantados e não plantado indicaram forte tendência do escoamento ao regime hidráulico de *mistura completa*, sendo detectada grande dispersão nas unidades, além da presença de curtos-circuitos e zonas mortas.

Em relação à remoção de poluentes, avaliada apenas para o regime de aplicação de 12 bateladas diárias de 940 L, o melhor desempenho foi obtido no filtro plantado (Tifton-85), confirmando o papel relevante da vegetação na remoção de poluentes. Foram obtidas eficiências médias muito boas no filtro plantado (93% para SST, 81% para DBO, 81% para DQO e 60% para NTK), indicando o elevado potencial de aplicabilidade da tecnologia em pequenas comunidades, para as condições ambientais brasileiras.

ABSTRACT

Vertical Planted Filter, a type of constructed wetland, has been studied worldwide for the treatment of different types of wastewater, including raw sewage. Among the different types of FVP, the *Constructed Wetland System Intermittent Downflow (or Pulse Loaded)*, stands out. In this thesis, the Portuguese name *Filtro Vertical Plantado descendente e alimentação em pulso (FVP-AP)* for this type of filter has been adopted. This research is about a variant of FVP-AP, also called the *French System*, and has as its primary focus the evaluation of the hydraulic behavior of its 1st stage, consisting of three filters fed in parallel, with alternating phases of feeding and rest.

The experiment, consisting of the 1st stage of the French System and was implanted in the Centre for Research and Training in Sanitation UFMG / COPASA (CePTs), located in the sub-basin Arrudas in Belo Horizonte / MG, Brazil. The first filter was originally planted with the species *Typha latifolia* (cattail) and subsequently replaced by Tifton-85. The second filter was planted with Tifton-85 (*Cynodon dactylon* Pers.) and the third was not planted, acting as a control. The design flow was equal to $12 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ ($1 \text{ m}^2/\text{inhab}$), corresponding to Hydraulic Load Rate (HLR) equal $0.4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}$.

For the same HLR, two dosing regime were tested: (i) higher frequency: application of 24 batches of 530 litres per day; (ii) lower frequency: application of 12 batches of 940 litres per day. The tests were conducted first on new filters, before they had received any previous applications of sewage. Tests were also conducted after 11 months of operation. The dosing regime, the period of filter usage and the presence of plants all had an impact on the system's hydraulic retention time.

In general, there was a strong axial dispersion in the planted and unplanted filter, for all tested conditions. Great dispersion in the units and the presence of short-circuiting and dead zones were also detected.

Regarding the removal of pollutants, the best performance was observed in the planted filter Tifton-85, confirming the important role of vegetation in removing pollutants. Mean removal efficiencies were very good in this filter: 94, 81, 81 and 60% for TSS, BOD, COD and TKN, respectively, indicating the high potential of this technology for small Brazilian communities.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, apenas 28,5% dos municípios tratam seus esgotos (PNSB, 2008), implicando em sérios problemas ambientais e riscos à saúde pública. Esta constatação evidencia a necessidade de ampliar os estudos e o desenvolvimento de tecnologias simplificadas, adequadas às comunidades de pequeno porte, de maneira a contribuir para uma mudança efetiva das precárias condições de saneamento do país, no tocante ao tratamento de esgotos domésticos.

Filtros Verticais (FV) vêm sendo pesquisados em todo o mundo para o tratamento de diferentes tipos de efluentes, inclusive esgotos brutos, de origem doméstica. Dentre os diferentes tipos existentes de filtros verticais, inclui-se a tecnologia denominada na literatura estrangeira por *Constructed Wetland Intermittent downflow* (ou *pulse loaded*), cuja designação em português adotada nesta tese foi *Filtro Vertical Plantado descendente com alimentação em pulso (FVP-AP)*.

Esta pesquisa trata de uma variante do FVP-AP, conhecida por *French System* (Sistema Francês – SF), desenvolvida pela Instituição Francesa CEMAGREF – Centre d’Étude du Machinisme Agricole du Génie Rural des Eaux et Forêts – no final dos anos 1980. Outras denominações usualmente empregadas pelos autores estrangeiros para o SF incluem: *Two-stage Vertical Flow Constructed Wetland*, *2 étages filtres à écoulement vertical* e *CEMAGREF System*. O SF é também considerado por alguns autores como uma versão modificada do FVP-AP, altamente carregada, composta por dois estágios de tratamento. Seu 1º estágio, objeto específico de avaliação desta tese de doutorado, trata diretamente o esgoto bruto em três filtros alimentados em paralelo, com fases alternadas de alimentação e descanso. É usualmente referido como *first stage filter*, cuja tradução literal foi apropriada nesta tese de doutorado, ou seja, filtro de 1º estágio.

Como discutido no decorrer da revisão bibliográfica, a maioria dos SF diferem dos FVP-AP típicos, pois não possuem etapa prévia de tratamento (em nível primário ou secundário) e trabalham submetidos a elevadas cargas hidráulicas ($\sim 0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) e orgânicas ($\sim 300 \text{ g DQO} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$, $\sim 150 \text{ g SST} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ e $\sim 25\text{-}30 \text{ g NTK} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$), segundo Molle *et al.* (2005). Além disto, possuem três camadas de meio suporte com profundidades e granulometrias específicas que o identificam, sendo maior a granulometria da camada filtrante principal quando comparada às usualmente empregadas nos FVP-AP.

No Brasil já existem pesquisas sobre FVP-AP utilizados para o tratamento de esgotos sanitários, com destaque para as realizadas por Sezerino *et al.* (2005), Sezerino (2006), Platzer *et al.* (2007), Olijnyk (2008), Olijnyk *et al.* (2007), Silva (2007) e Santos (2009). Entretanto, os parâmetros físicos, critérios de projeto e operacionais adotados nestes filtros foram os adotados nos FVP-AP típicos, sendo a quase totalidade destes, utilizados como unidades de pós-tratamento.

O sistema de tratamento investigado foi implantado no CePTs – Centro de Pesquisa e Treinamento em Saneamento UFMG/COPASA, inserido na área da ETE-Arrudas, em Belo Horizonte-MG. O experimento, constituído apenas do 1º estágio de um SF típico (três filtros verticais em paralelo), foi construído conforme especificações e recomendações da Instituição francesa CEMAGREF, detalhadas em AERMC (1999), AERMC (2003), AERMC (2005) e Molle *et al.* (2005), além de contatos com o pesquisador Molle, autoridade na França sobre a tecnologia pesquisada. Em um dos filtros não foram plantadas espécies vegetais (unidade controle), possibilitando a avaliação da influência da presença da vegetação no desempenho do 1º estágio destes sistemas.

Os resultados obtidos em pesquisas francesas com o sistema investigado nesta tese têm sido bastante promissores, o que justificou o interesse pela presente pesquisa. Molle *et al.* (2005), a partir da análise de 46 sistemas implantados na França (DQO variando entre 520 e 1.400 mg.L⁻¹, média de 840 mg.L⁻¹ e Taxa de Aplicação Hidráulica – TAH < 0,6 m³.m².d⁻¹), obtiveram eficiências médias de remoção para o 1º estágio de: 82% para DQO, 89% para SS e 60% para NTK, com requisito de área da ordem de 1 m²/hab, que pode ser considerado baixo para um sistema natural de tratamento. A eficiência média de remoção de NTK igual a 60% obtida por Molle *et al.* (2005), já no 1º estágio do SF, evidencia o grande potencial deste sistema para nitrificação, que é considerado uma de suas principais vantagens, tendo como resultado a redução das concentrações de amônia no efluente final. No Brasil, o N-amoniaco é o único parâmetro da série nitrogenada, cuja legislação ambiental (Resolução nº CONAMA 357/2005) estabelece padrão para o lançamento em corpos receptores, embora este esteja temporariamente suspenso. Neste sentido, o elevado potencial para oxidação do amônio, resultante das condições operacionais às quais o SF é submetido, é bastante oportuno e é uma importante vantagem da aplicação desta tecnologia.

A remoção de nutrientes é, ainda, muitas vezes negligenciada, apesar de sua reconhecida importância. von Sperling (2005) destaca os impactos causados pelo nitrogênio orgânico (posteriormente, transformado em amônio pelo processo de amonificação) e amoniaco, bem

como sua contribuição para poluição das águas: a *amônia livre* (NH_3 , não ionizada) é diretamente tóxica aos peixes, podendo conduzir à eutrofização de lagos e represas, além da nitrificação da amônia ionizada nos corpos receptores implicar em consumo de oxigênio dissolvido. Este autor destaca, ainda, o impacto do nitrogênio na forma de nitrato, que está associado a doenças como a metemoglobinemia, podendo também favorecer a eutrofização em ambientes sensíveis. Alaburda e Nishihara (1998) alertam também para os efeitos adversos à saúde pública causados pela ingestão de água com nitrato e nitrito. Além de indução da metemoglobinemia, mencionam o potencial de formação de nitrosaminas e nitrosamidas carcinogênicas.

O padrão de potabilidade para o nitrato estabelecido pela Portaria do Ministério da Saúde nº 518/2004 é de **10 mg.L⁻¹ N**, igual ao valor adotado nos EUA. O mesmo valor de 10 mg.L⁻¹ N é preconizado para os corpos de água doce mineiros e brasileiros classificados como 1, 2 e 3 (DN COPAM-CERH nº 01/2008 e Resolução nº CONAMA 357/2005).

A elevada concentração de nitrato no efluente de um SF indica um elevado potencial para o seu aproveitamento na fertirrigação (o nitrogênio se encontra prontamente na forma mais facilmente assimilável pela maioria das plantas), quando feita de maneira controlada e consciente. Destaca-se a importância de evitar a lixiviação de elevadas concentrações de nitrato e eventual contaminação do lençol freático, bem como seu aporte para as águas superficiais (por meio do escoamento superficial), potenciais fontes de abastecimento público.

No Brasil, sobretudo nas áreas rurais, o uso indiscriminado (em excesso) de adubos e fertilizantes na fertirrigação de culturas é prática usual e pode resultar no aporte de elevadas concentrações de nitrato aos corpos de água. Considerando este aporte proveniente da aplicação em excesso de nitrato em solos agrícolas, juntamente com outras fontes de origem difusa, a elevada concentração de nitrato do efluente do SF poderia se tornar um problema por se configurar uma fonte adicional de nitrato. Cisternas e poços desprotegidos em áreas rurais, cujas águas são diretamente usadas para o consumo humano, poderiam eventualmente receber estas elevadas contribuições de nitrato, diretamente pelo escoamento superficial ou por sua lixiviação através do solo, com eventual comprometimento da saúde dos usuários destas águas. Para as áreas rurais com maior potencial de risco, quando não for possível o efetivo controle do aporte do nitrato aos recursos hídricos (superficial e subterrâneo) e às fontes destinadas ao consumo humano, o ideal seria a existência de uma etapa posterior de tratamento, visando à desnitrificação, a fim de promover a remoção efetiva do nitrogênio da massa líquida. Caso a implantação desta etapa não seja viável e possível, recomenda-se a

investigação de alternativas para o reaproveitamento do efluente, a fim de evitar eventuais comprometimentos à saúde pública local.

De qualquer forma, ressalta-se que a redução nas concentrações de nitrogênio orgânico e amoniacal pela elevada nitrificação no SF representa um grande avanço em relação aos efluentes não nitrificados, comumente gerados pelos sistemas simplificados existentes na atualidade. Além disto, quando o destino final deste efluente nitrificado é o corpo d'água, o seu lançamento resulta na melhoria da qualidade de suas águas, por não implicar na redução de oxigênio do meio pela demanda nitrogenada e pela redução das concentrações de amônia livre, diretamente tóxica aos peixes.

Em Minas Gerais, a exigência maior por parte dos órgãos de controle (ambiental e de recursos hídricos) tem sido relativa ao atendimento dos padrões de lançamento em corpos receptores de sólidos e, sobretudo, de indicadores matéria orgânica, haja vista que o parâmetro que norteia a concessão de outorgas para o lançamento de efluentes é a DBO₅. Entretanto, esta tendência possivelmente se alterará com o tempo, após o enquadramento real e progressivo dos corpos d'água, motivado pela publicação da Resolução CONAMA nº 357/2005, no âmbito nacional e da DN COPAM-CERH nº 01-08, no âmbito estadual. A etapalização da qualidade do efluente e o estabelecimento de metas progressivas de qualidade (ideia já existente na extinta Resolução CONAMA nº 020/1986) vêm começando a ser colocada em prática em vários estados do país. Isto deverá possibilitar a implantação de estações de tratamento de esgotos por parte de pequenos municípios, cujos custos iniciais de implantação eram muitas vezes proibitivos para o atendimento aos padrões estabelecidos pelas diversas normativas ambientais e de recursos hídricos, bem como para adequação aos critérios exigidos para obtenção de recursos junto aos órgãos de financiamento.

A evolução gradual da qualidade dos efluentes lançados diretamente nos rios resultará, com o tempo, na melhoria da qualidade das águas dos corpos receptores em relação a estes parâmetros (sólidos e matéria orgânica). Possivelmente, a preocupação dos órgãos de controle passará a ser o atendimento a outros parâmetros de lançamento, tais como o N-amoniacal, que já consta na legislação vigente e cujos impactos decorrentes de seu lançamento direto nos corpos receptores são inúmeros. Neste sentido, devido à elevada eficiência do SF no processo de nitrificação, esta tecnologia poderá ser ainda mais promissora, em um futuro próximo.

Embora o SF já venha sendo adotado há aproximadamente 20 anos, não se tem notícia de alguma unidade, em escala piloto ou plena, operando no Brasil, segundo a concepção

investigada nesta tese. Assim, a avaliação do 1^o estágio desta tecnologia, tratando diretamente o esgoto em sua forma bruta, já configura o ineditismo da pesquisa.

O desempenho do sistema, no que tange à nitrificação e remoção de outros poluentes presentes nos esgotos, está diretamente relacionado às condições hidrodinâmicas (de escoamento da fase líquida) que prevalecem em seu interior. Sua avaliação hidrodinâmica é fundamental para verificar a maneira com que o fluido escoar e sofre modificações ao longo do seu percurso, o grau de mistura, o tempo em que o líquido permanece no sistema e o real volume aproveitado do ponto de vista do escoamento (existência de zonas mortas e caminhos preferenciais). Estas informações combinadas com a cinética de degradação dos poluentes permitem a obtenção de equações descritivas (modelos) para previsão do seu desempenho, sendo, portanto, muito importantes do ponto de vista de projeto e operação destes sistemas.

Entretanto, segundo Kadlec e Wallace (2008), há escassez de pesquisas em todo o mundo sobre a hidráulica de FVP-AP, inclusive do Sistema Francês (SF), embora estas sejam essenciais para um melhor entendimento do seu funcionamento. Nesta tese de doutorado é dada ênfase justamente ao comportamento hidráulico do 1^o estágio do SF investigado.

Neste sentido, esta pesquisa pode contribuir para o aprimoramento, desenvolvimento e dimensionamento desta tecnologia de tratamento de esgotos não só no Brasil, mas em todo o mundo.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O objetivo principal desta tese é a avaliação do comportamento hidrodinâmico do 1º estágio de um típico *Sistema Francês* (SF), utilizado para o tratamento de esgotos brutos de origem sanitária, após tratamento preliminar.

2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos desta tese, para o 1º estágio de um *Sistema Francês* típico, são:

- verificar a influência da presença das plantas, frequência de aplicação e período de uso no seu comportamento hidrodinâmico;
- determinar a tendência do tipo de escoamento vigente e os parâmetros hidrodinâmicos consagrados pela literatura;
- verificar a influência da vegetação sobre o seu desempenho na remoção de poluentes;
- avaliar a qualidade do efluente final e seu potencial de nitrificação sujeito às condições ambientais brasileiras, bem como verificar o atendimento, para todos os parâmetros de qualidade monitorados, aos padrões de lançamento estabelecidos na legislação ambiental vigente em Minas Gerais (DN COPAM-CERH nº 01/2008); e
- verificar a aplicabilidade dos parâmetros e critérios franceses para a realidade investigada.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 *Filtro Vertical Plantado descendente e alimentação em pulso (FVP-AP)*

3.1.1 Histórico e desenvolvimento dos FVP-AP

Em 1952, uma cientista alemã, Kathe Seidel, iniciou estudos sobre a capacidade de purificação de plantas da espécie *Schoenoplectus lacustris*, cultivadas em ambientes artificiais (KADLEC; WALLACE, 2008). Esta sua descoberta conduziu ao desenvolvimento dos primeiros sistemas de FVP na Europa: os *campos de infiltração*, o *Seidel-System*, também conhecido como *Max Planck Institute Process* (MPIP) e o *Processo Krefeld* (BRIX, 1994).

Os campos de infiltração são constituídos, tipicamente, de uma etapa de sedimentação primária, valas de distribuição, quatro campos de infiltração com meio solo/areia, sistema de drenagem e valas para condução dos efluentes. Depois de sedimentado, o esgoto é misturado com água superficial presente nas valas e alimenta um dos campos de infiltração a cada três ou quatro dias. Os outros três campos são mantidos secos, sem receber efluente, durante um período de descanso de dez ou 11 dias. Sua eficiência é geralmente elevada para remoção de DBO, mas baixa para remoção de nutrientes (VYMAZAL, 1998; KADLEC; WALLACE, 2008).

O *Seidel-System*, também conhecido como sistema híbrido ou sistema combinado, consiste de seis unidades de *wetland* construída de fluxo vertical (WCFV)¹, alimentadas em pulso e de maneira intermitente, em dois ou mais estágios em série, seguidos por dois ou mais estágios de *wetland* construída de fluxo horizontal (WCFH) em série, alimentados continuamente (VYMAZAL, 1995). Os *Sistemas Híbridos* existem até os dias de hoje e compreendem mais frequentemente esta associação de WCFV e WCFH.

Existem quatro tipos de WCFV, brevemente comentados no Apêndice A, e o que constitui o *Seidel-System* (Figura 3.1) é o denominado pela literatura estrangeira de *Constructed Wetland Intermittent downflow* (ou *pulse loaded*). A designação em português adotada nesta tese foi Filtro Vertical Plantado descendente com alimentação em pulso (FVP-AP).

¹ A tecnologia de “*wetland* construída” não foi incorporada no corpo da revisão bibliográfica, por já se encontrar bastante difundida no meio acadêmico. O Apêndice A apresenta classificação sucinta desta tecnologia de tratamento e breve discussão sobre as nomenclaturas usadas para a designação das suas diferentes modalidades.

No sistema de FVP-AP, a remoção de SST e DBO e a nitrificação são otimizadas pelas boas condições de oxigenação do meio. No sistema de WCFH ocorre a desnitrificação, proporcionada pelas condições de anoxia no meio.

No *Seidel-System*, os estágios verticais são usualmente plantados com *Phragmites australis*, enquanto os horizontais são constituídos por outras macrófitas emergentes, incluindo *Iris*, *Schoenoplectus* e *Acorus*. O meio suporte do filtro vertical é constituído de camadas com granulometrias diferentes, contendo areia na superfície para possibilitar a distribuição homogênea do esgoto pré-tratado ao longo de toda a superfície do filtro. A alimentação nos filtros verticais é feita por um período de um ou dois dias e o período de descanso de quatro a oito dias (COOPER *et al.*, 1996).

Os estágios horizontais podem ser constituídos pelo sistema de *wetland* construída de fluxo superficial (WCFS) ou subsuperficial (WCFSS) em série. Entretanto, outras combinações também podem ser feitas entre os diferentes tipos de *wetland* construída, de maneira a aproveitar as vantagens de cada uma destas modalidades de *wetland* (VYMAZAL, 1995).

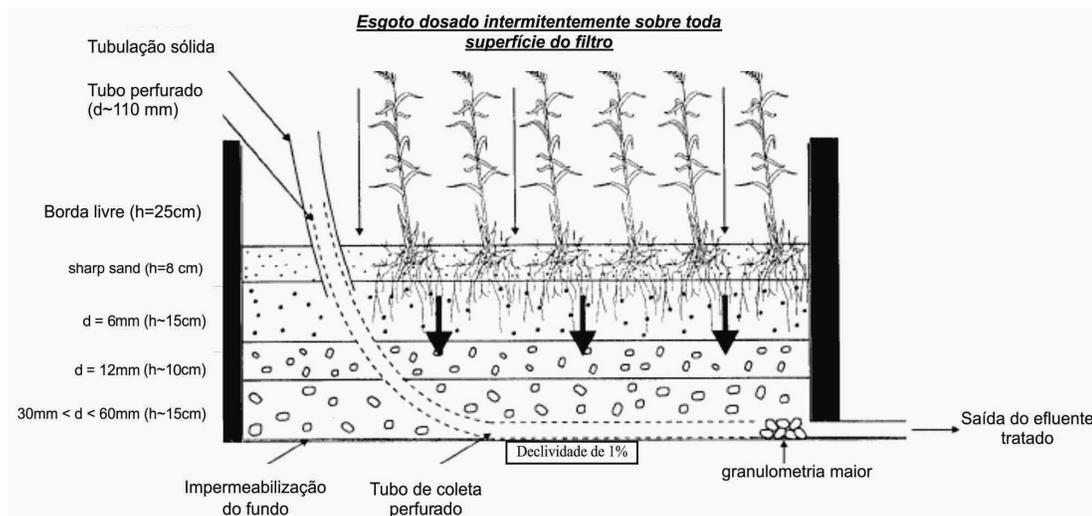


Figura 3.1 – Seção transversal típica dos FVP-AP do *Seidel-System*.

Fonte: adaptado de Cooper *et al.* (1996).

Outra configuração adotada compreende estágios horizontais seguidos por verticais (WCFH + FVP-AP), sendo os primeiros projetados para remoção de DBO e os filtros verticais destinados à nitrificação (BRIX, 1997). A inserção de mais uma etapa posterior de filtros horizontais (WCFH + FVP + WCFH), poderia ser benéfica, no sentido de permitir a desnitrificação do nitrato gerado nos filtros verticais.

Brix *et al.* (1992), a partir da avaliação de alguns *Seidel-System* operados na Europa, constataram que este é capaz de atingir boas eficiências de remoção de SS, DBO e DQO com aplicação de cargas elevadas (de até $75 \text{ g.m}^2.\text{d}^{-1}$ DBO₅) e demanda de área de 1-2 m^2/hab ; mas eficiências insuficientes para remoção de nutrientes (valores de 40% a 60%).

No final dos anos de 1980, a partir da configuração do *Seidel-System*, foi desenvolvido pela Instituição Francesa CEMAGREF uma versão modificada dos FVP-AP com dois estágios, denominada neste trabalho por *Sistema Francês* (SF). No 1º estágio deste sistema, objeto de avaliação desta tese de doutorado, o esgoto bruto é tratado diretamente em três filtros alimentados em paralelo, com fases alternadas de alimentação e descanso. Molle *et al.* (2005), a partir da análise de 46 sistemas implantados na França (DQO variando entre 520 e 1.400 mg.L^{-1} , média de 840 mg.L^{-1} e $\text{TAH} < 0,6 \text{ m}^3.\text{m}^2.\text{d}^{-1}$), obtiveram eficiências médias de remoção no 1º estágio de: 82% para DQO, 89% para SS e 60% para NTK, com requisito de área da ordem de $1 \text{ m}^2/\text{hab}$, baixo para um sistema natural de tratamento. Como será discutido ao longo da revisão bibliográfica, a maioria dos Sistemas Franceses difere em alguns aspectos dos FVP-AP típicos, pois não possuem etapa prévia de tratamento (em nível primário ou secundário); trabalham submetidos a elevadas cargas hidráulicas ($0,37 \text{ m}^3.\text{m}^2.\text{d}^{-1}$) e orgânicas ($\sim 300 \text{ g DQO.m}^2.\text{d}^{-1}$, $\sim 150 \text{ g SST.m}^2.\text{d}^{-1}$ e $\sim 25-30 \text{ g NTK.m}^2.\text{d}^{-1}$), segundo Molle *et al.* (2005); e a granulometria da camada filtrante principal é maior quando comparada às usualmente empregadas nos FVP-AP.

Na Áustria, experiências para uma residência única ($5 \text{ m}^2/\text{hab}$) foram muito bem sucedidas para remoção de DBO e nitrificação (eficiências na remoção de DBO e NH_4^+ iguais a 96% e 94%, respectivamente). O sistema consiste de um tanque de sedimentação, um tanque de armazenamento e um único filtro vertical de seção quadrada. A alimentação descontínua é obtida por meio de um *timing*, sendo os intervalos entre as aplicações usualmente de 6 horas (quatro aplicações por dia) e as TAH aplicadas de aproximadamente $0,03-0,04 \text{ m}^3.\text{m}^2.\text{d}^{-1}$ (HABERL *et al.*, 1994).

Na Alemanha, outro sistema de FVP-AP denominado *Phytofilt* foi desenvolvido com sucesso nos anos 1990. Neste sistema o esgoto *pré-tratado* é aplicado intermitentemente por meio de um sifão ou por sistema de bombeamento sobre toda a superfície do filtro, percolando por meio de camadas sobrepostas de meio filtrante, em direção a um sistema de drenagem, que recolhe o efluente já tratado (LÖFFLER, 1990, *apud* BRIX, 1994).

Os experimentos e a prática têm demonstrado que sistemas de fluxo vertical alimentados de maneira intermitente com meio suporte de areia/brita, e profundidades maiores que as adotadas pelo *Seidel-System* (Figura 3.1) são capazes de atender padrões bastante exigentes de qualidade para o efluente, inclusive promover nitrificação (VYMAZAL, 1998).

3.1.2 Comportamento hidráulico de FVP-AP

Escoamento em meios porosos não saturados

O escoamento de um fluido em meios porosos é sempre causado por uma força motriz resultante da diferença de energia potencial total do fluido entre dois pontos, de maneira que este escoamento ocorre no sentido da diminuição do potencial (do ponto de maior potencial para o de menor).

A energia potencial total da água em um determinado ponto do meio é dada pelo somatório de todos os potenciais da água. Usualmente, apenas o potencial gravitacional e o de pressão são os responsáveis, efetivamente, pelo escoamento de um fluido em um meio poroso, conforme a seguinte expressão (HILLEL, 1980):

$$\psi_t (\text{potencial total}) = \psi_g (\text{potencial gravitacional}) + \psi_p (\text{potencial de pressão})$$

A energia potencial *gravitacional* está relacionada à localização de um determinado ponto no meio (distância em relação a um referencial) e a energia potencial de *pressão*, à altura da coluna de água sobre o mesmo. É conveniente e usual representar ambas por unidade de peso, que resulta em carga hidráulica, expressa em unidade de comprimento. Sendo assim, em qualquer ponto no interior de um sistema, a carga hidráulica total H pode ser obtida por meio do somatório da carga gravitacional H_g (ou de altura) e da carga de pressão H_p (LOUREIRO, 2006).

Desconsiderando-se o potencial gravitacional, não afetado pelo conteúdo de água, em um meio não saturado, o potencial de pressão é negativo (sucção) e costuma ser representado por $-\psi$, de maneira a indicar a sucção (HILLEL, 1980). Este potencial de pressão negativo é denominado também por potencial *mátrico*, potencial *de sucção* ou potencial *de capilaridade*.

O potencial de sucção está relacionado à afinidade física da água pela superfície das partículas e aos poros capilares. É inversamente proporcional ao raio de curvatura da superfície de contato, fazendo com que a água flua do local onde os meniscos capilares são menos

encurvados (diâmetros maiores) para onde estes são mais encurvados (diâmetros menores). No caso da interface água-ar, a pressão capilar é dada pela equação 3.1, em que:

$$p_c = \frac{2\gamma}{r} \quad (3.1)$$

p_c = pressão capilar (N.m^{-2}), comumente expressa por unidade de comprimento, como já comentado anteriormente; γ = tensão superficial na interface água-ar (N.m^{-1}); e r = raio principal de curvatura da superfície de contato água-ar (m).

A hidráulica em meios não saturados baseia-se na Lei de Darcy (1856), *apud* Kadlec e Wallace (2008), inicialmente descrita para o fluxo em meios saturados e cuja extensão unidimensional para meios não saturados, é dada pela equação 3.2:

$$q = \frac{Q}{A} = \left(K \frac{dH}{dx} \right) \quad (3.2)$$

em que Q = vazão ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$); A = área da seção transversal (m^2); dH/dx = diferença de carga hidráulica total, correspondente ao potencial dado por unidade de peso (-); q = descarga específica ou fluxo ($\text{m}.\text{s}^{-1}$); e K = condutividade hidráulica não saturada ($\text{m}.\text{s}^{-1}$).

A descarga específica q é definida em termos de vazão sobre uma área A , sendo também conhecida como *fluxo* ou *velocidade de Darcy* ou *velocidade específica*. Embora q tenha unidade de velocidade, esta não corresponde à velocidade real, uma vez que nem toda área transversal do sistema atua efetivamente no escoamento do fluido. Para determinação da velocidade real do fluido é necessário determinar a porosidade efetiva do meio (n_{ef}), que corresponde à porosidade que participa realmente do escoamento. Como pode ser observado pela equação 3.2, q é função da diferença de carga hidráulica total H , de modo que quanto maior é a diferença de potencial, maior é a taxa de escoamento do fluido.

A condutividade hidráulica K é uma propriedade do sistema (fluido e meio poroso), que reflete a facilidade de escoamento de um determinado fluido em um meio. É definida pela equação 3.3, sendo que o seu 1º termo é relativo a uma propriedade intrínseca do meio poroso e o 2º, do fluido.

$$K = k \cdot \left(\frac{\rho g}{\mu} \right) \quad (3.3)$$

em que k = permeabilidade intrínseca do meio (m^2); ρ = densidade ($kg.m^{-3}$); e μ = viscosidade do meio ($kg.m^{-1}.s^{-1}$)

A condutividade hidráulica em meios não saturados é muito inferior à de meios saturados, tendo em vista que parte dos poros ficam preenchidos com ar, reduzindo a quantidade e tamanho dos poros condutivos (HILLEL, 1980).

Em condições saturadas, os meios mais condutivos, que possuem maiores valores de condutividade hidráulica, denominada K_s , são aqueles em que a maior parte do volume dos poros é constituída por poros mais largos e contínuos. Entretanto, o contrário pode acontecer em meios não saturados: os poros maiores rapidamente se esvaziam e se tornam não condutivos na medida em que a sucção se desenvolve, reduzindo rapidamente a condutividade inicialmente elevada. Em meios onde predominam poros menores, estes retém e conduzem água mesmo quando submetidos a elevados valores de sucção (p_c é inversamente proporcional a r , conforme indica a equação 3.1, de maneira que K_s não diminui de maneira tão acentuada, tornando-se menor a partir de um dado valor de sucção.

A Figura 3.2 mostra esta tendência geral de dependência entre a condutividade hidráulica não saturada e a sucção, para meios de diferentes texturas. Apesar de K_s de um solo arenoso ser tipicamente maior que o de um argiloso, a sua condutividade hidráulica não saturada diminui mais rapidamente com o aumento da sucção, tornando-se a partir de um determinado valor de sucção, menor (HILLEL, 1980). No gráfico apresentado na Figura 3.2, este valor corresponde ao ponto onde as duas curvas se interceptam.

Assim, quando a sucção se desenvolve (na medida em que o valor de ψ aumenta), os primeiros poros a se esvaziar são os mais largos (mais condutivos). Os poros vazios devem ser então contornados com a dessaturação, o que aumenta a tortuosidade (o caminhar do fluido). Em condições de umidade muito baixas, a condutividade hidráulica K pode ser tão baixa que gradientes de sucção muito elevados (ou tempos muito longos) são necessários para que o escoamento possa ocorrer (HILLEL, 1980). Quando o potencial mátrico é muito elevado, pode também ocorrer mudança na viscosidade da água (principalmente adsorvida), tendendo a reduzir ainda mais o valor da condutividade hidráulica. Entretanto, não há ainda evidências conclusivas sobre este fenômeno (LOUREIRO, 2006).

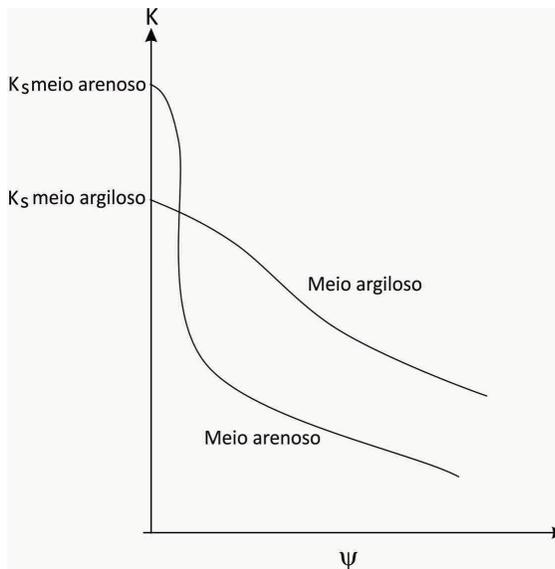


Figura 3.2 – Variação da condutividade hidráulica não saturada com a sucção, para diferentes texturas de meio (escala logarítmica).

Fonte: adaptado de Hillel (1980).

Percebe-se, portanto, que o escoamento em meios não saturados é muito mais complexo do que em meios saturados. Hillel (1980) afirma que esta frequentemente implica em mudanças no estado e conteúdo de água durante o escoamento, envolvendo complexas relações entre umidade, potencial mátrico e condutividade hidráulica, podendo ser, ainda, complicadas pelo efeito de histerese. A Figura 3.3 ilustra a variação da umidade w , potencial mátrico ψ e condutividade K ao longo do comprimento de uma coluna de solo não saturada (eixo de escoamento), submetido à vazão constante de água.

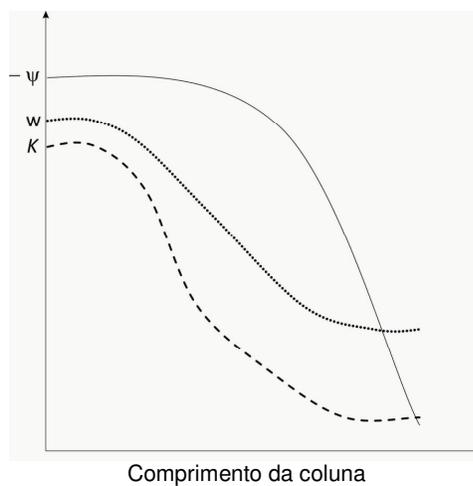


Figura 3.3 – Variação de w , ψ e K ao longo do comprimento de uma coluna de solo não saturada, submetida à vazão constante de água.

Fonte: adaptado de Hillel (1980).

A Figura 3.4 ilustra o comportamento de θ (conteúdo volumétrico de água, que corresponde à relação entre o volume de água e o volume total) e de K em um meio limpo. Tanto θ quanto K são funções da carga hidráulica total H e caem significativamente com a sua redução (ou aumento da sucção), para um substrato poroso típico. Estas funções apresentam tipicamente, para meios porosos limpos, as formas em curva de s mostradas na Figura 3.4.

Quando todos os vazios de um meio estão preenchidos com água, o conteúdo volumétrico atinge o valor máximo θ_s . A fração de água não drenável (que permanece retida no meio) é dada pelo conteúdo volumétrico residual, θ_r . Esta saturação residual (irreduzível) se deve principalmente ao efeito da *água adesiva*, que corresponde à fração aderida à superfície das partículas sólidas por meio da influência de forças moleculares de atração, assunto abordado no item 3.2.3 desta tese (KADLEC; WALLACE, 2008).

Sendo assim, pode-se perceber o quanto pode ser complexo descrever o comportamento hidráulico em FVP-AP, que trabalham praticamente não saturados durante todo o tempo e em regime de intermitência. Simunek *et al.* (1998), *apud* Kadlec e Wallace (2008) afirmam que é possível determinar vazões e conteúdos de água em um FVP-AP submetido à alimentação intermitente, entretanto requer procedimentos numéricos não triviais, estando disponíveis programas computacionais para esta finalidade, como HYDRUS-1D e HYDRUS-2D.

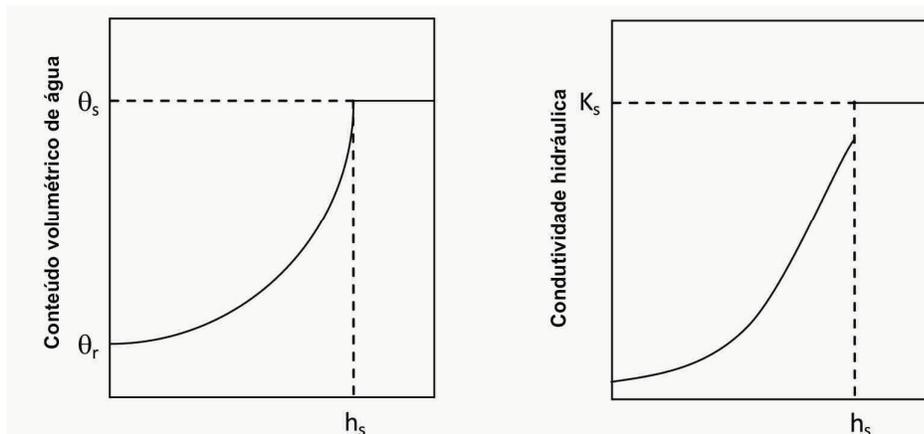


Figura 3.4 – Variação de θ e K em função de H para um meio limpo.

Fonte: adaptado de Kadlec e Wallace (2008).

Funcionamento hidráulico de FVP-AP

O sistema de FVP-AP compreende vários ciclos rápidos de alimentação e drenagem ao longo do dia, intercalados por longos períodos secos, que garantem uma elevada taxa de transferência de oxigênio nas camadas. O meio filtrante é submetido a períodos muito curtos de alimentação, seguidos por períodos muito elevados de descanso, permanecendo não saturado a maior parte do tempo e favorecendo a nitrificação e oxidação dos poluentes presentes no esgoto e retidos na camada superficial de lodo.

O comportamento hidráulico interno de FVP-AP é muito pouco pesquisado, sendo similar ao de Filtros Intermitentes de areia – FIA, sem utilização de plantas. Embora os mecanismos hidráulicos que atuam no interior dos FIA também sejam pouco estudados, existem algumas pesquisas sobre este tema de estudo. Boller *et al.* (1993) e Schwager e Boller (1997) realizaram pesquisas aprofundadas sobre este assunto, que foram citadas e comentadas por vários autores, inclusive por Kadlec e Wallace (2008), que as adotam no seu mais recente livro sobre *wetlands*, para descrever o comportamento hidráulico dos FVP-AP.

Durante a aplicação do esgoto em um FVP-AP, usualmente é formado alagamento temporário na sua superfície (condições saturadas na camada mais superficial do filtro). Esta camada de água superficial aprisiona o ar nos espaços vazios, podendo comprimir o ar se não houver mecanismos de liberação, como tubos de ventilação. O período deste “aprisionamento” é tipicamente muito curto, mas pode durar mais que 45 minutos quando as profundidades alagadas são maiores. Podem ser formadas bolhas de ar na superfície, que liberam parte do ar aprisionado. Depois que o ar aprisionado é liberado, a drenagem prossegue como em meio não saturado (SCHWAGER; BOLLER, 1997; KADLEC; WALLACE, 2008).

A elevada transferência de oxigenação no sistema se deve às condições operacionais de intermitência na alimentação dos esgotos. O ar circula pelos vazios, conforme determinado pelo consumo de oxigênio e pela difusão. O ar chega ao fundo por convecção e nas camadas mais superiores, por difusão (COOPER *et al.*, 1996). Durante a alimentação, o efluente tende a promover um arraste de O₂ atmosférico no leito filtrante, criando um gradiente de convecção, por diferença de pressão entre a atmosfera e o interior da massa sólida. A fração de O₂ arrastada, somada à fração difundida, tende a penetrar e ser distribuído para as camadas mais profundas do filtro (SEZERINO, 2006).

A vazão de saída é variável: aumenta no início (durante um curto período de tempo) e, depois, tende a diminuir ao longo do tempo. O período de descanso, depois da drenagem completa, é

incluído para permitir a oxidação do material orgânico acumulado no interior e no topo do filtro, evitando a sua colmatção (KADLEC; WALLACE, 2008).

Brix e Arias (2005) afirmam que os FVP-AP podem ser operados de maneira que cada pulso de esgoto aplicado passe apenas uma única vez no sistema (8 a 12 pulsos por dia) ou mais de uma vez, havendo recirculação do efluente (16 a 24 vezes por dia).

Green *et al* (1997; 1998) propõem que a água deveria ser acumulada no fundo da camada e liberada rapidamente, para induzir a entrada de ar durante esta rápida saída. Brix e Schierup (1990), *apud* Kadlec e Wallace (2008) propõem que o filtro seja alimentado por dois dias com uma taxa constante, seguidos por oito dias de drenagem.

Tipicamente são empregados baixos carregamentos hidráulicos e orgânicos, o meio não fica saturado e o esgoto percola através dos vazios preenchidos com ar. Na maioria das vezes, a drenagem termina muito antes do início da próxima aplicação, o que permite as condições ideais para oxigenação do meio. Entretanto, quando elevadas TAH instantâneas são aplicadas, estas podem exceder à capacidade do meio de transportar a água (relacionada à condutividade hidráulica no meio) e o meio ficar saturado (preenchido com água).

Boller (1993) e Schwager e Boller (1997) conduziram vários experimentos em dois FIA (escala piloto), preenchidos com 90 cm de areia de calcário (*limestone sand*), com $d_{50} = 0,85$ mm e $C_u = 2,1$. Os filtros foram avaliados quando limpos e após dois anos de operação com esgotos. A alimentação nos filtros limpos foi feita com água da torneira e nos filtros usados, com efluente de um tanque séptico, com concentração típica de DQO igual a 120 mg.L^{-1} . As taxas hidráulicas aplicadas foram as usualmente empregadas nos FIA. Alguns importantes resultados que ilustram o comportamento hidráulico nestes filtros são comentados a seguir:

- Testes com traçador NaBr conduzidos nos dois FIA mostraram uma defasagem de cerca de 5 horas para o filtro usado em relação ao novo, no tempo em que o pico do traçador foi observado e no tempo de detenção hidráulico médio. O atraso no tempo de detenção observado no filtro usado foi atribuído em parte ao crescimento da biomassa, retenção de particulados nas camadas superiores e a polímeros produzidos adsorvidos em camadas inferiores, que conduzem ao prolongamento do percurso das substâncias transportadas através dos poros. A Figura 3.5 mostra os perfis de DQO e NH_4^+ , que indicam onde a biomassa foi mais ativa, nos 30 cm superficiais (principalmente nos 10 cm superficiais).

Este acúmulo foi responsável pelo considerável atraso no transporte do soluto, indicado também pelos baixos valores de condutividade hidráulica relativa até a mesma profundidade de 30 cm (Figura 3.6), conduzindo ao aumento do tempo médio de detenção no filtro usado.

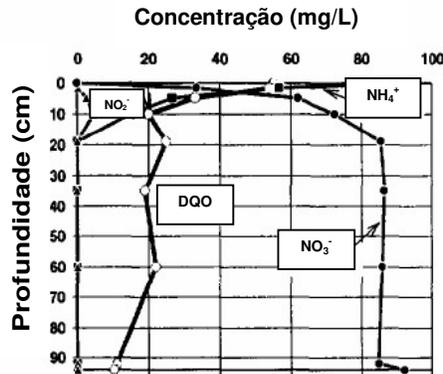


Figura 3.5 – Perfis de concentração de DQO, NH_4^+ , NO_2^- e NO_3^- .

Fonte: adaptado de Boller *et al.* (1993).

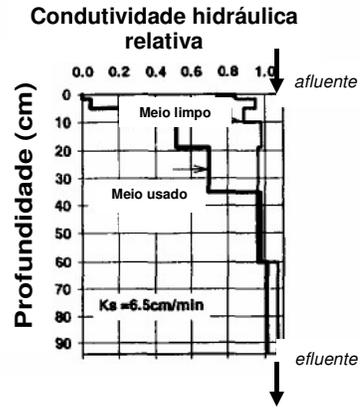


Figura 3.6 – Perfis de K para os meios filtrantes limpos e usados.

Fonte: adaptado de Boller *et al.* (1993).

- A variação do conteúdo volumétrico de água (θ) foi avaliada nos filtros limpo e usado. Os valores de θ variaram entre os dois limites dados pelas curvas WC_{\min} e WC_{\max} , não sendo observada em nenhum momento a saturação residual mínima (S_{res}). A curva instantânea de θ depende do tempo decorrido após o início da aplicação da batelada e, como exemplos, são mostradas as curvas de 10 e 120 minutos, para os filtros limpo e usado (Figuras 3.7 e 3.8). Os valores máximos atingidos de θ , dados pela curva WC_{\max} , ocorreram apenas na superfície do filtro. A diferença entre os valores máximos atingidos por θ nas diferentes profundidades e a fração de água mínima imobilizada interfere na drenagem (fração móvel da água), que é consideravelmente menor no meio usado.
- Em um experimento com adição do traçador na 1ª batelada (sem adição posterior nas bateladas consecutivas), este se difundiu da fração móvel para a fração imóvel da água. Em função da quantidade de água imobilizada no meio nas diferentes camadas, os efeitos de diluição conduziram à desaceleração das taxas de difusão e ao retardo do transporte de soluto ao longo do filtro. Estes resultados indicam as vantagens da biomassa em relação aos parâmetros responsáveis pela maior retenção de solutos no filtro usado em relação ao filtro novo. Schwager e Boller (1997) concluíram que o desempenho de um filtro

intermitente melhora não somente devido ao crescimento de biomassa, mas também pelos maiores conteúdos de água remanescentes nas camadas de areia biologicamente ativas, resultando na extensão dos tempos de detenção.

Conteúdo volumétrico de água

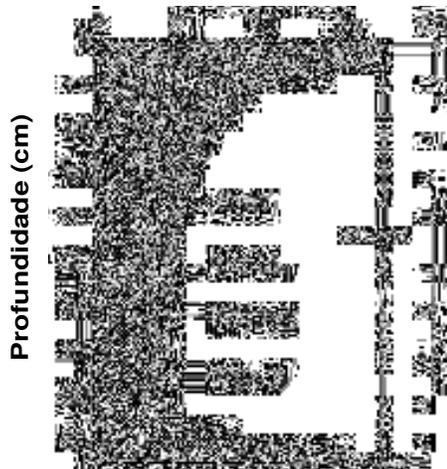


Figura 3.7 – Perfis do θ para S_{res} , $S_{máx}$, $WC_{mín}$, $WC_{máx}$ e perfis instantâneos de θ depois de 10 e 120 minutos depois da aplicação da batelada no *filtro limpo*.

Fonte: extraída de Boller *et al.* (1997).

Conteúdo volumétrico de água

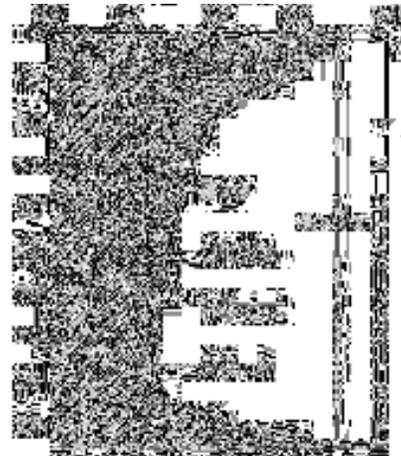


Figura 3.8 – Perfis do θ para S_{res} , $S_{máx}$, $WC_{mín}$, $WC_{máx}$ e perfis instantâneos de θ depois de 10 e 120 minutos depois da aplicação da batelada no *filtro usado*.

Fonte: extraída de Boller *et al.* (1997).

3.1.3 Características de projeto do FVP-AP

Experimentos diversos foram conduzidos em uma unidade piloto, com o objetivo de determinar a capacidade de FVP-AP e as melhores condições construtivas e operacionais para uma única residência (BRIX *et al.*, 2002; JOHANSEN *et al.*, 2002, MARTI *et al.*, 2003, *apud* BRIX, 2004). Com base nestas investigações, chegou-se a um modelo de FVP-AP, projetado para uma residência de quatro pessoas, que consiste de: um tanque sedimentação, de três câmaras de 2 m³ cada, um sistema de bombeamento com controle de nível e um FVP-AP de 15 m². O efluente do sistema pode ser recirculado para o tanque de sedimentação para melhorar a remoção de nitrogênio total por desnitrificação (BRIX e ARIAS, 2005).

Estes estudos serviram de base para o desenvolvimento de orientações para a concepção e construção de FVP-AP em áreas rurais. Brix (2004) apresenta estas principais diretrizes, relacionadas a seguir:

- O esgoto deve ser pré-tratado em dois tanques de sedimentação ou três câmaras (tamanho mínimo de 2 m³ cada para uma única família com até cinco pessoas).
- A área necessária para a *wetland* construída de fluxo vertical é de 3 m²/hab, sendo que o tamanho mínimo para uma única família é de 15 m².
- A profundidade efetiva mínima do filtro é de 1,0 m. O meio filtrante é areia com d₁₀ entre 0,25 e 1,2 mm, d₆₀ entre 1 e 4 mm e coeficiente de uniformidade ($U = d_{60}/d_{10}$) inferior a 3,5. O conteúdo de argila e silte (partículas inferiores a 0,125 milímetros) deve ser menor de 0,5%.
- O filtro deve ser plantado com *Phragmites australis*. A principal função das plantas é evitar a colmatção do meio filtrante.
- A frequência de alimentação varia geralmente de 16 a 24 pulsos por dia, quando metade do efluente é recirculado.
- O efluente tratado é recolhido em um sistema de tubos de drenagem perfurados colocados na camada de 0,2 m de brita mais grosseira no fundo do filtro. Metade da vazão efluente do filtro pode ser recirculada para a primeira câmara do tanque de sedimentação para permitir a desnitrificação ou para o poço de bombeamento para aumentar o desempenho do tratamento.

Os principais elementos dos FVP-AP que interferem no seu desempenho são: área, profundidade, meio filtrante e as condições operacionais as quais são submetidos. Em relação às condições operacionais, Kadlec e Wallace (2008) destacam a interferência das taxas de aplicação hidráulica, frequência de aplicação e duração dos intervalos de descanso entre as aplicações. A seguir são tecidos comentários a respeito de alguns elementos que atuam no tratamento dos FVP-AP e de critérios de projeto adotados.

Área

Grant (1995) sugere para população inferior a 100 habitantes, uma área de **0,8-2,0 m²/hab** para o 1^o estágio e 50-60% deste valor para o segundo estágio, dependendo do tipo de pré-tratamento.

Cooper *et al.* (1996) recomendam **1 m²/hab** para remoção de DBO e **2 m²/hab** (o dobro da área) quando se deseja a nitrificação adicional. A maioria das unidades possui profundidades entre 0,5 e 0,8 m.

Rosseau (2004) analisou a demanda de área de 34 sistemas de FVP, com populações variando de quatro até 2.000 habitantes, obtendo um valor médio de **3,8 m²/hab**.

Para o sistema *Phytofilt*, com uma profundidade de cerca de 1,8 m, a área superficial mínima recomendada é de 4 m²/hab (LÖFFLER, 1990, *apud* VYMAZAL, 1998).

Experiências na Áustria mostraram que FVP-AP, com profundidade da camada principal de 0,6-0,8 m, necessitam de uma área de **4-5 m²/hab** para remoção de DBO₅ e nitrificação completa ao longo de todo ano (VYMAZAL, 1998).

A Tabela 3.1 apresenta um resumo de alguns dos valores de área per capita recomendados pela literatura.

Tabela 3.1 – Demanda de área per capita recomendada na literatura

Referência	População Atendida (habitantes)	Per Capita de Área Recomendado (m²/hab)
Grant (1995)	< 100	1,2 a 3,2
Cooper <i>et al.</i> (1996)	-	1,0 (remoção de DBO) 2,0 (nitrificação)
Rosseau (2004)	entre 4 a 2.000	3,8
Vymazal (1997)	-	4 a 5

A elevada variação dos valores de área per capita recomendados pelos diferentes autores citados anteriormente ratificam a incerteza em relação ao dimensionamento de um FVP-AP. Em virtude de sua importância, este elemento (*área*) é discutido com maior profundidade no item 3.1.4.1 desta tese.

Meio filtrante e profundidade

Os materiais que constituem o meio de um FVP-AP são normalmente dispostos em camadas sobrepostas, que apresentam diferentes granulometrias. No topo é normalmente colocada uma camada de areia (de granulometria menor), que auxilia na distribuição homogênea ao longo de toda a superfície do filtro em carga, e no fundo uma camada de material com granulometria maior, que envolve o sistema de drenagem de fundo. O meio filtrante propriamente dito é colocado em uma camada situada entre estas duas, sendo denominada *camada principal* ou *camada filtrante*.

Para a escolha do meio filtrante de um FVP-AP duas características são desejáveis: proporcionar boas condições de fluxo ao longo do tempo e ser capaz de promover adsorção de

compostos inorgânicos, tais como o amônio (NH_4^+) e ortofosfato (PO_4^-). Sezerino (2006) adverte que estas duas características não são observadas com facilidade. Materiais como areia, por exemplo, possuem um ótimo potencial de fluxo, porém, nenhuma, ou muito pouca, capacidade adsorviva; enquanto que argilas possuem alto potencial de adsorção, mas são praticamente impermeáveis.

A natureza química da superfície dos minerais que constituem o meio filtrante interfere no potencial de adsorção, criando uma força de atração com certas moléculas orgânicas e inorgânicas presentes nos esgotos. Estas forças que afetam a adsorção são complexas e dependem de inúmeros fatores, tais como temperatura, natureza do solvente, área superficial do adsorvente, natureza do esgoto, pH do meio, presença de sais inorgânicos, dentre outros fatores (SCHNOOR, 1996, *apud* SEZERINO, 2006).

A amônia não ionizada pode ser adsorvida a substratos orgânicos e inorgânicos, o que não ocorre com as formas oxidadas de nitrogênio (como nitrito e nitrato) que não se ligam aos substratos sólidos. Entretanto, a amônia adsorvida não está fortemente unida ao substrato, podendo ser facilmente liberada com a mudança das condições químicas da água (KADLEC; WALLACE, 2008).

Considerando que os FVP-AP podem estar sujeitos a reduzidos tempos de detenção hidráulica, a rápida adsorção da amônia ao meio com conseqüente imobilização no interior do filtro (aliado ao potencial de aderência das nitrificantes ao meio) é essencial para que possa ocorrer a nitrificação durante os períodos de descanso.

Os materiais usualmente adotados como meio filtrante (camada principal do FVP-AP) são areias e britas, com coeficiente de permeabilidade entre $10^{-3} - 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$ e granulometrias inferiores a 12 mm. Cooper *et al.* (1996) propõem a adoção de maiores valores, considerando que há aumento da condutividade hidráulica ao longo do tempo, devido aos canais e caminhos preferenciais abertos pelas raízes e rizomas das plantas.

Brix e Johansen (2004) afirmam que o meio filtrante da camada principal é usualmente constituído de areia com d_{10} de aproximadamente 0,25 mm. Normalmente é colocada no topo do filtro uma camada de areia e são estabelecidos critérios adicionais, como $d_{10} > 0,3 \text{ mm}$ ou $d_{60}/d_{10} < 4$.

Esta relação d_{60}/d_{10} corresponde ao coeficiente de uniformidade (C_u) e fornece uma indicação sobre a uniformidade de um determinado meio filtrante. Quando $C_u < 5$, o meio é considerado

muito uniforme; quando $5 < C_u < 15$, a uniformidade do meio é média e quando $C_u > 15$, o meio é considerado desuniforme (CAPUTO, 1996). Sendo assim, um valor de C_u próximo à unidade ($d_{60} = d_{10}$) significa que grande fração das partículas do meio é constituída pelo mesmo tamanho. Quanto maior o valor C_u , mais ampla é a faixa de variação dos tamanhos das partículas encontradas no meio.

Healy *et al.* (2007) ressaltam que valores de C_u elevados podem afetar o desempenho dos filtros quando maiores TAH são aplicadas, uma vez que as partículas menores podem preencher os interstícios entre as partículas maiores, conduzindo à redução na condutividade hidráulica e à colmatção do meio.

Na Tabela 3.2 estão apresentadas distintas especificações apresentadas pela literatura para as camadas que constituem o meio suporte de um FVP-AP. Pode-se observar pela Tabela 3.2 que a granulometria especificada para o 1º estágio do *Sistema Francês* (destacada em amarelo e objeto de estudo desta tese de doutorado) destoa das demais, por não apresentar uma camada de topo com areia (ou solo) e pela maior granulometria da camada principal em relação às típicas adotadas nos FVP-AP.

Taxas de aplicação hidráulica

A Taxa de Aplicação Hidráulica ($m^3.m^{-2}.d^{-1}$) corresponde à relação entre vazão média afluyente e a área do leito em carga, sendo adotado frequentemente como critério de dimensionamento.

Os valores de TAH adotados nos projetos de FVP-AP são da ordem de **$0,2 m^3.m^{-2}.d^{-1}$** (BRIX *et al.*, 2002), para esgotos domésticos. Platzer (1999) recomenda que não se ultrapasse **$0,25 m^3.m^{-2}.d^{-1}$** para que a nitrificação seja efetiva.

Langergraber *et al.* (2003) avaliaram o comportamento de FVP-AP em escala piloto, quando submetidos a diferentes valores de TAH. Problemas de colmatção foram observados quando os valores de TAH foram superiores a **$0,10 m^3.m^{-2}.d^{-1}$** ($10,8 g.m^{-2}.d^{-1}$ de SS). Muitos projetos (possivelmente a maioria) adotam este valor, conforme pode ser observado na Tabela 3.3, apresentada na página 25 desta tese.

Tabela 3.2 – Especificação das camadas de meio suporte do FVP-AP

Referência	Camada Superior	Camada Filtrante	Camada de Drenagem
Molle <i>et al.</i> (2005) ^{*1}	2 a 8 mm (h > 30cm)	5 mm (10 cm < h < 20 cm)	20 a 40 mm (10 cm < h < 20 cm)
Burka e Lawrence (1990); Cooper <i>et al.</i> (1996)	- topo de <i>sharp sand</i> (h = 8 cm) - 6 mm (h = 15cm)	12 mm (h = 10 cm)	30 a 60 mm (h = 15 cm)
Önorm (1996)	8 a 16 mm (5 cm < h < 20 cm)	0 a 4 mm, 4 a 8 mm 1:1 (h = 60 cm)	16 a 32 mm (h=20 cm) ^{*2}
Önorm (1997)	-	Areia ¼ mm (h = 60 cm)	16 a 32 mm (h= 15 cm) ^{*2}
Löffler (1990) - Sistema <i>Phytofilt</i>	- topo de solo (h = 30 cm) - areia/brita (h = 40 cm) Ks ^{*3} = 5.10 ⁻³ - 5.10 ⁻² m.s ⁻¹	Ks = 5.10 ⁻⁶ - 5.10 ⁻⁵ m.s ⁻¹ (h = 70 cm)	areia/brita Ks = 5.10 ⁻³ - 5.10 ⁻² m.s ⁻¹ (h=40 cm)
Sezerino (2006)	Areia com Ks > 10 ⁻⁴ m.s ⁻¹		
Winter e Goetz (2003)	C _u ≤ 5 e Ks ~ 10 ⁻⁴ -5.10 ⁻³ m.s ⁻¹		
USEPA (1999) ^{*4}	Areia com d ₁₀ entre 0,3 e 2,0 mm, d ₆₀ entre 0,5 e 8 mm e C _u < 4		
Brix (2004)	Areia com d ₁₀ entre 0,25 e 1,2 mm, d ₆₀ entre 1 e 4 mm e C _u < 3,5 (h > 1 m) Conteúdo de argila e silte (partículas inferiores a 0,125 mm) < 0,5%.		
Bucksteeg (1990); Conley <i>et al.</i> (1991); Arias <i>et al.</i> (2001)	Areia com d ₁₀ ≥ 0,20 mm C _u < 5 Ks > 10 ⁻⁴ m.s ⁻¹		

Fonte: Cooper *et al.* (1996); Vymazal (1998); USEPA (1999); Brix (2004); Sezerino (2006); Kadlec e Wallace (2008).

^{*1} Estas especificações são para o 1º estágio do Sistema Francês, objeto específico desta tese.

^{*2} Acima desta camada é prevista uma camada de transição (ou de geotêxtil) de 4 a 8 mm (h = 10 cm).

^{*3} Ks = condutividade hidráulica em condições saturadas.

^{*4} Estas prescrições visam garantir adequada condutividade hidráulica e minimizar os riscos de colmatção.

Os valores de TAH adotados em 72 unidades de FVP-AP (KADLEC; WALLACE, 2008) diferiram significativamente: média igual **0,23 m³.m⁻².d⁻¹**, mediana igual a 0,043 m³.m⁻².d⁻¹, mínimo de 0,010 m³.m⁻².d⁻¹ e máximo de 2,2 m³.m⁻².d⁻¹. Isto reflete a falta de consenso em relação aos valores de TAH aceitáveis por esta tecnologia de tratamento e a necessidade de estudos mais aprofundados para determinação destes valores na prática.

Para o 1º estágio do sistema francês avaliado nesta tese de doutorado, a recomendação para TAH é de **0,37 m³.m⁻².d⁻¹** (MOLLE *et al.*, 2005), portanto superior às usualmente adotadas em FVP-AP (0,1 a 0,25 m³.m⁻².d⁻¹). Dentre as 72 unidades citadas no parágrafo anterior, Kadlec e Wallace (2008) não mencionam quantas foram projetadas com a TAH maior recomendada para os sistemas franceses. Assim, a TAH média aplicada, desconsiderando-se os sistemas franceses, é inferior a **0,23 m³.m⁻².d⁻¹**.

Taxas de aplicação orgânica e de sólidos

Além de valores máximos para a TAH, vários autores propõem valores máximos para a taxa de aplicação orgânica e de sólidos.

Os resultados obtidos para vários FVP sugerem a aplicação de uma carga máxima de **5 g.m⁻².d⁻¹ de SST**. Entretanto, se há adequada recuperação nos períodos de descanso, taxas muito superiores poderão ser aplicadas (KADLEC; WALLACE, 2008).

Winter e Goetz (2003) recomendam uma taxa de aplicação máxima de **20 g.m⁻².d⁻¹ de DQO** e uma concentração máxima de SS de 100 mg.L⁻¹, visando garantir a efetiva remoção de matéria orgânica e sólidos em FVP-AP. Platzer e Mauch (1997) recomendam uma taxa máxima um pouco superior, de **25 g.m⁻².d⁻¹ de DQO**. Estes autores observaram que a condutividade original do meio foi restaurada após vários dias de descanso, possivelmente pela oxidação dos compostos orgânicos, tornando os interstícios livres novamente.

Curiosamente, a operação é também viável para cargas muito elevadas de SST e DQO (MOLLE *et al.*, 2006). Segundo Chazarenc e Merlin (2005), *apud* Kadlec e Wallace (2008), valores superiores a **250 g.m⁻².d⁻¹ de DQO (30 a 60 g.m⁻².d⁻¹ de DBO)**, e **20-50 g.m⁻².d⁻¹ de SST**, têm sido tratados adequadamente.

Molle *et al.* (2006) argumentam que há a formação de uma espécie de tapete na parte superior do filtro que aprisiona os SST, livrando as camadas abaixo da colmatação. Os sólidos acumulados formam uma espécie de camada porosa no topo da camada original, que persiste após vários anos.

Os FIA também são limitados pela máxima carga orgânica aplicada em sua superfície. Rodgers *et al.* (2005), *apud* Healy *et al.* (2007) afirmam que a máxima carga orgânica aplicada nos FIA está limitada em **24 g.m⁻².d⁻¹ de DQO**.

Para o 1º estágio do sistema francês avaliado por esta tese de doutorado, as máximas cargas orgânicas por Molle *et al.* (2005) recomendadas (**~300 g.m⁻².d⁻¹ de DQO, ~150 g.m⁻².d⁻¹ de SST e ~25-30 g.m⁻².d⁻¹ de NTK**) são muito superiores às usualmente adotadas em FVP-AP (**< 25 g.m⁻².d⁻¹ de DQO**).

A Tabela 3.3 apresenta um resumo de taxas hidráulicas e orgânicas aplicadas em diferentes FVP-AP, bem como o correspondente desempenho na remoção de alguns dos principais poluentes encontrados nos esgotos domésticos.

Tabela 3.3 – Características e critérios de projeto adotados em diferentes FVP-AP

Referência	Meio Filtrante	Pré-Tratamento	Cargas Aplicadas (g.m ⁻² .d ⁻¹)	TAH (m ³ .m ⁻² .d ⁻¹)	Concentrações e Eficiências			
					Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef. (%)
Cooper <i>et al.</i> (1996) *1	<i>sharp sand</i> (h = 8 cm) 6 mm (h = 15 cm) 12 mm (h = 10 cm) 30 a 60 mm (h = 15 cm)	Tanque séptico			Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef. (%)
					SST (mg.L ⁻¹)	169	53	69
					DBO ₅ (mg.L ⁻¹)	285	57	80
					PO ₄ ³⁻ (mg.L ⁻¹)	22,7	18,3	19
					N-NH ₃ (mg.L ⁻¹)	50,5	29,2	42
Molle <i>et al.</i> (2005)*2	2 a 8 mm (h>30 cm) 5 mm (10 < h < 20) 20 a 40 mm (10 < h < 20)	Inexistente	223 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DQO (média)	média = 0,37 (0,03 a 3,9)	Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef. (%)
					DQO (mg.L ⁻¹)	806	145	82
					SS (mg.L ⁻¹)	809	89	89
					NTK (mg.L ⁻¹)	83	33	60
					<i>TAH < 0,6 m³.m².d⁻¹ e 520mg.L⁻¹ < DQO < 1400mg.L⁻¹</i>			
Korkusuz <i>et al.</i> (2004)	areia 0 a 3mm (h=15 cm) 7 a 15 mm (h=30cm) 15 a 30 mm (h=15 cm)	Sedimentação primária		0,1	Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)
					SST (mg.L ⁻¹)	54	25	55
					DQO (mg.L ⁻¹)	243	144	41
					PT (mg.L ⁻¹)	7	6	12
					N-NH ₃ (mg.L ⁻¹)	25	10	61
					NT (mg.L ⁻¹)	32	18	45
					NO ₃ ⁻ (mg.L ⁻¹)	1	7	7
Korkusuz <i>et al.</i> (2004)	areia - 0 a 3 mm (h = 15 cm) 0 a 3 mm (h = 30cm - escória de alto-forno) 15 a 30 mm (h = 15 cm)	Sedimentação primária		0,1	Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)
					SST (mg.L ⁻¹)	54	20	64
					DQO (mg.L ⁻¹)	243	126	48
					PT (mg.L ⁻¹)	7	2	68
					N-NH ₃ (mg.L ⁻¹)	25	3	87
					NT (mg.L ⁻¹)	32	19	42
					NO ₃ ⁻ (mg.L ⁻¹)	1	14	
Kadlec <i>et al.</i> (2000)	<i>sharp sand</i> (topo) brita			0,1	Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)
					DBO ₅ (mg.L ⁻¹)	171	5	97
					DQO (mg.L ⁻¹)	441	37	91
					PT (mg.L ⁻¹)	11,3	5,1	54
					N-NH ₄ ⁺ (mg.L ⁻¹)	63	6,4	90
Weedon (2010)	areia -(h = 80 cm) 10 mm (h = 5 cm) 40 mm (h = 15 cm)			0,34	Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)
					SS (mg.L ⁻¹)	85	18	80
					DBO ₅ (mg.L ⁻¹)	655	14	98
					DQO (mg.L ⁻¹)	927	61	94
					N-amoniaco (mg.L ⁻¹)	93,9	9,0	91

Continua...

Tabela 3.3, Cont.

Referência	Camada Principal	Pré-Tratamento	Cargas Aplicadas (g.m ⁻² .d ⁻¹)	TAH (m ³ .m ⁻² .d ⁻¹)	Concentrações e Eficiências			
					Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)
Weedon (2010)	areia -(h = 80 cm) 10 mm (h = 5 cm) 40 mm (h = 15 cm)			0,12	SS (mg.L ⁻¹)	73	4	92
					DBO ₅ (mg.L ⁻¹)	514	2	99,6
					DQO (mg.L ⁻¹)	708	30	92
					N-amoniaco (mg.L ⁻¹)	116	6	95
Cabras <i>et al.</i> (2002) <i>Projeto para residências de 4 a 5 habitantes</i>	10 cm de brita 60 cm de areia 20 cm de brita	Fossa séptica		0,1	Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)
					SST (mg.L ⁻¹)	295	9	97
					DBO ₅ (mg.L ⁻¹)	320	12	96
					DQO (mg.L ⁻¹)	518	22	96
					N-NH ₄ ⁺ (mg.L ⁻¹)	66	0,8	99
NO ₃ ⁻ (mg.L ⁻¹)	2,2	155						
Cabras <i>et al.</i> (2002) <i>Projeto para residências de 4 a 5 habitantes</i>	10 cm de brita 60 cm de areia 20 cm de brita	Tanque Imhoff		0,1	Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)
					SST (mg.L ⁻¹)	295	6	98
					DBO ₅ (mg.L ⁻¹)	320	13	96
					DQO (mg.L ⁻¹)	518	23	96
					N-NH ₃ (mg.L ⁻¹)	66	11,9	82
NO ₃ ⁻ (mg.L ⁻¹)	2,2	93,5						
Luederitz <i>et al.</i> (2001)	60 cm de areia (areia/brita 0-4mm)	Digestor anaeróbico	21 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DBO ₅ 35 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DQO		Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)
					DBO ₅ (mg.L ⁻¹)	490	24	95
					DQO (mg.L ⁻¹)	816	44	95
					NT (mg.L ⁻¹)	126	66	60
Luederitz <i>et al.</i> (2001)	60 cm de areia (areia/brita 0-4mm)	Duas lagoas anaeróbias	10 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DBO ₅ 20 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DQO		Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)
					DBO (mg.L ⁻¹)	335	3	99
					DQO (mg.L ⁻¹)	691	12	98
					NT (mg.L ⁻¹)	100	6	94
Haberl <i>et al.</i> (1994)	4 a 8 mm (h = 10 cm) 0a 4 mm, 4 a 8 mm 1:1 (h = 60 cm) 4 a 8 mm (h = 10 cm) 16 a 32 mm (h = 20 cm)	Tanque de sedimentação		0,03 a 0,04	Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)
					DQO (mg.L ⁻¹)	325	33	90
					DBO ₅ (mg.L ⁻¹)	117	5	96
					N-NH ₃ (mg.L ⁻¹)	72	4,5	94
					NT (mg.L ⁻¹)	86	55	36
					PT (mg.L ⁻¹)	11	4	63

Continua...

Tabela 3.3, Cont.

Referência	Camada Principal	Pré-Tratamento	Cargas Aplicadas (g.m ⁻² .d ⁻¹)	TAH (m ³ .m ⁻² .d ⁻¹)	Concentrações e Eficiências							
					Parâmetro	Afluente	Efluente	Ef (%)				
Molle <i>et al.</i> (2006)	2 a 8 mm (h > 30 cm) 5 mm (10 cm < h < 20 cm) 20 a 40 mm (10 cm < h < 20 cm)	Inexistente		Picos naturais de até 4 m ³ .m ⁻² .d ⁻¹ (> 10 vezes a TAH do período seco) 1,8 m ³ .m ⁻² .d ⁻¹ (contínua, 5 vezes a TAH do período seco)	DQO (mg.L ⁻¹)	250(130 a 540)	40(máx=69)	84				
					SST (mg.L ⁻¹)	133(57 a 348)	6(máx=16)	95				
					NTK (mg.L ⁻¹)	22 (13 a 34)	3,3 (máx=8,5)	85				
Referência	Camada Principal	Pré-Tratamento	Cargas Aplicadas (g.m ⁻² .d ⁻¹)	TAH (m ³ .m ⁻² .d ⁻¹)	Qualidade Efluente							
Sezerino (2006) ^{*3a}	5 cm de brita 30 cm (e 60 cm) de areia <i>d</i> ₁₀ = 0,2 mm (Cu=4,9), 50,4% de areia grossa, 30,3% de areia média, 9,6% de areia fina 10 cm de brita	Lagoa anaeróbia	V ₁ - 10 g.m ⁻² .d ⁻¹ de SS 24 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DQO 7 g.m ⁻² .d ⁻¹ de N-NH ₄ ⁺ V ₂ - 15 g.m ⁻² .d ⁻¹ de SS 36 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DQO 10 g.m ⁻² .d ⁻¹ de N-NH ₄ ⁺	V ₁ - 0,15 V ₂ - 0,23 V ₃ - 0,31	Parâmetro	Afluente	Efluente			Ef. (%)		
							V ₁	V ₂	V ₃	V ₁	V ₂	V ₃
					DQO (mg.L ⁻¹)	176	50	54	60	72	69	66
					SS (mg.L ⁻¹)	66	19	21	23	71	68	65
NH ₄ -N (mg.L ⁻¹)	44	11	14	16	75	68	64					
NO ₃ -N (mg.L ⁻¹)	0,2	22	20	18								
Sezerino (2006) ^{*3b}	5 cm de brita 60 cm de areia <i>d</i> ₁₀ = 0,2 mm (Cu=4,9), 50,4% de areia grossa, 30,3% de areia média, 9,6% de areia fina 10 cm de brita	Lagoa anaeróbia	V ₃ - 20 g.m ⁻² .d ⁻¹ de SS 48 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DQO 14 g.m ⁻² .d ⁻¹ de N-NH ₄ ⁺		Parâmetro	Afluente	Efluente			Ef. (%)		
							V ₁	V ₂	V ₃	V ₁	V ₂	V ₃
					DQO (mg.L ⁻¹)	176	47	49	55	73	72	69
					SS (mg.L ⁻¹)	66	19	19	21	71	71	68
NH ₄ -N (mg.L ⁻¹)	44	7	9	11	84	80	75					
NO ₃ -N (mg.L ⁻¹)	0,2	26	25	29								

Continua...

Tabela 3.3, Cont.

Referência	Camada Principal	Pré-Tratamento	Cargas Aplicadas (g.m ⁻² .d ⁻¹)	TAH (m ³ .m ⁻² .d ⁻¹)	Qualidade Efluente							
					Parâmetro	Afluente	Efluente			Ef. (%)		
V ₁	V ₂	V ₃	V ₁	V ₂			V ₃					
Olijnyk (2008) ^{*4a}	5 cm de brita 30 cm de areia <i>d</i> 10 = 0,2 mm (Cu=4,9), 50,4% de areia grossa, 30,3% de areia média, 9,6% de areia fina 10 cm de brita	1 lagoa anaeróbia e 3 lagoas facultativas	V ₁ e V ₂ 19,5 g.m ⁻² .d ⁻¹ de SS 45,3 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DQO 10,1 g.m ⁻² .d ⁻¹ de N-NH ₄ ⁺	V ₁ e V ₂ média = 0,34 mín = 0,21 máx = 0,44	DQO (mg.L ⁻¹)	127	57	59	66	55	54	48
					SS (mg.L ⁻¹)	51	27	28	27	31	28	26
					NH ₄ -N (mg.L ⁻¹)	29	8,8	11	13	70	64	56
					NO ₃ -N (mg.L ⁻¹)	0,45	2,16	4,75	4,2			
					PO ₄ -P (mg.L ⁻¹)	25	13	11	12	50	56	51
Olijnyk (2008) ^{*4b}	5 cm de brita 0 60 cm de areia <i>d</i> 10 = 0,2 mm (Cu=4,9), 50,4% de areia grossa, 30,3% de areia média, 9,6% de areia fina 10 cm de brita	1 lagoa anaeróbia e 3 lagoas facultativas	V ₃ 27,5 g.m ⁻² .d ⁻¹ de SS 63,4 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DQO 14,1 g.m ⁻² .d ⁻¹ de N-NH ₄ ⁺	V ₃ média = 0,48 mín = 0,35 máx = 0,60	DQO (mg.L ⁻¹)	127	61	51	64	52	60	50
					ST (mg.L ⁻¹)	51	29	26	25	29	25	25
					NH ₄ -N (mg.L ⁻¹)	29	9	7,6	12	69	74	61
					NO ₃ -N (mg.L ⁻¹)	0,45	2,16	4,82	3,94			
					PO ₄ -P (mg.L ⁻¹)	25	13	11	11	49	57	57

*1 Sistema híbrido com dois estágios em série de FVP-AP (Q = 9,8 m³.d mg.L⁻¹ e EP=65 pessoas) e dois estágios em série de *wetlands* horizontais. Os resultados referem-se apenas ao 1º estágio de FVP-AP.

*2 Os resultados referem-se à avaliação do 1º estágio de 46 unidades de Sistema Francês típicos (60% tem quatro a seis anos de operação, EP médio = 410 pessoas).

*3a e 3b Sistema híbrido com 6 FVP-AP seguidos por *wetlands* horizontais. Foram aplicadas três valores distintos de TAH e cargas (os sistemas 3a e 3b se diferem apenas pela profundidade da camada principal de areia 30 cm (3a) e 60 cm (3b) e pelo tipo de pré-tratamento adotado.

*4a e 4b Sistema híbrido com 6 FVP-AP seguidos por *wetlands* horizontais. Foram aplicados dois valores distintos de TAH e cargas (V1 e V2 trabalharam em duplicata), para profundidades de 30 cm (3a) e 60 cm (3b).

Frequência de aplicação no leito em carga (f) - Regime de dosagem

A frequência de aplicação no leito em carga (f) corresponde à quantidade de bateladas aplicadas ao longo do período de um dia. Para uma mesma TAH, a alimentação do sistema pode conduzir à escolha entre várias bateladas de menor volume (maior frequência de aplicação) ou poucas bateladas de volume maior (menor frequência) (MOLLE *et al.*, 2006).

Do ponto de vista hidráulico, intervalos maiores entre as aplicações permitem uma melhor drenagem do líquido (menor conteúdo volumétrico residual θ_r) e, conseqüentemente, possibilitam melhores condições de oxigenação do meio. Entretanto, este modo de operação pode ser negativo do ponto de vista do tratamento, por resultar em menor tempo de contato entre os poluentes, meio e microrganismos responsáveis pela depuração dos esgotos.

No Quadro 3.1 resume-se o comportamento hidráulico do FVP-AP e a remoção de poluentes em função da frequência de aplicação.

Quadro 3.1 – Comportamento hidráulico e eficiência de FVP-AP em função da frequência de aplicação

Frequência de Aplicação no Leito em Carga (f)	Comportamento Hidráulico	Eficiência de Tratamento
BAIXA (maiores volumes aplicados)	Taxa de infiltração maior, TDH menor e melhor drenagem	Melhor oxigenação do meio, remoção de DQO menor, mas maior nitrificação.
ALTA (menores volumes aplicados)	Taxa de infiltração menor, TDH maior e drenagem pior	Baixa oxigenação, prejudicando a nitrificação e relativamente alta remoção de DQO.

Fonte: Molle *et al.* (2006).

Embora a remoção de matéria orgânica e a nitrificação sejam função da oxigenação do meio, observou-se um comportamento diferente na remoção de matéria orgânica e nitrificação. Molle *et al.* (2006) observaram em um SF que, para maiores volumes aplicados, o tempo de residência é menor e, conseqüentemente, a remoção de DQO é prejudicada, embora a renovação de oxigênio seja mais intensa. Para o amônio, o mesmo não ocorre, em virtude da sua elevada capacidade de adsorção ao material orgânico, sendo rapidamente nitrificado durante o elevado período entre as aplicações.

Molle *et al.* (2006) compararam o conteúdo residual de água do meio (θ_r) para diferentes frequências de aplicação (9,5 cm/2 horas, 4,8 cm/1 hora e 2,4 cm/30 min.) e concluíram que o fracionamento das aplicações conduz a um maior teor de água no meio. Para a aplicação da lâmina de 2,4 cm, cerca de 30% da porosidade foi preenchida com água, enquanto para a

aplicação de 9,5 cm, este percentual foi de 20%.

Torrens *et al.* (2009) observaram que para mesma TAH ($0,75 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$), quando menores f foram aplicadas (maiores volumes por aplicação), a água fluiu mais rapidamente através do filtro. Para $f = 15$, o pico do traçador foi observado antes de 1 h, enquanto para $f = 30$, o pico do traçador ocorreu depois de 2 h.

Em relação à eficiência do tratamento, pesquisas com FIA têm mostrado que maiores frequências de aplicação têm resultado na melhoria do desempenho na remoção de poluentes. Darby *et al.* (1996) *apud* Healy *et al.* (2007) verificaram que o aumento na frequência de aplicação de quatro para 24 vezes por dia resultou em ligeiro aumento, estatisticamente significativo, na remoção de turbidez, DQO e N-orgânico. Boller *et al.* (1993) verificaram que os FIA submetidos à aplicação de quatro bateladas de $0,010 \text{ m}^3/\text{m}^2$ tiveram melhor desempenho do que quando submetidos às aplicações de uma batelada de $0,040 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ou duas bateladas de $0,020 \text{ m}^3/\text{m}^2$. As concentrações médias efluentes de N-NH₄ para uma, duas e quatro bateladas foram de 21, 17 e 3,8 mg.L⁻¹, respectivamente.

Na Tabela 3.4 é apresentado um resumo dos principais critérios de projeto adotados em estudos realizados em FIA sem recirculação.

Tabela 3.4 – Eficiências de remoção para diferentes condições operacionais em pesquisas sobre filtros intermitentes de areia (sem recirculação)

Referência	Meio Filtrante	f	Cargas Aplicadas ($\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)		TAH ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	Eficiências de Remoção (%)			
			DQO	SS		DQO	N-NH ₃	SS	
Darby <i>et al.</i> (1996)	Camada única h = 0,38 m d ₁₀ = 0,29 mm Cu = 4,5	24	11,5	2,3	0,081	DQO	N-NH ₃	SS	
		24	47	9,4	0,326	95	99	98	
		4	5,8	1,2	0,041	73	96	91	
		4	23	4,7	0,163	96	99	98	
						92	99	95	
Boller <i>et al.</i> (1993)	Camada única h = 1,0 m Cu = 4,4	6	8	1,7	0,030	DQO	N-NH ₃	PO ₄ ³⁻	SS
						91	99	26	94
Nichols <i>et al.</i> (1997)	Camadas estratificadas h = 1,0 m	-	3,8	0,2	0,013	N-NH ₃		PO ₄ ³⁻	
			15	1,0	0,050	99		37	
						85		36	
Rodgers <i>et al.</i> (2005) ^{*1}	Camadas estratificadas h = 0,9 m	4	26	5,3	0,020	DQO	N-NH ₃	PO ₄ ³⁻	SS
		4	24	5,0	0,007	96	88	94	100
						99	100	83	100

^{*1} Este sistema trata efluente proveniente de agricultura. Os demais sistemas apresentados na Tabela 3.4 tratam esgoto doméstico e recebem o efluente de tanques sépticos.

Vegetação

As plantas mais comumente usadas em WC (FVP-AP inclusive) são as macrófitas, dentre as quais se destacam: *Phragmites* spp., *Typha* spp (taboa), *Juncus* spp. e *Scirpus* spp. Embora estas plantas sejam amplamente utilizadas nestes sistemas, há controvérsias sobre o seu real papel e influência das diferentes espécies no desempenho do tratamento (COOPER et al., 1996). Nos FVP-AP, as espécies de plantas mais utilizadas na Europa são *Phragmites australis* e nos Estados Unidos, *Typha latifolia* e *Phalaris arundinacea* (AERMC, 2005).

A função principal das plantas nos FVP-AP parece ser a de impedir a colmatção do meio filtrante, em virtude da criação de canais por suas raízes e rizomas, possibilitando a passagem e escoamento dos esgotos. A AERMC (2005) afirma que as plantas impedem a impermeabilização do lodo acumulado na superfície, uma vez que suas raízes e rizomas, ao se desenvolverem, vão abrindo caminhos preferenciais para o escoamento, garantindo uma espécie de “compostagem bem ventilada” deste lodo.

Torrens et al. (2009) avaliaram o comportamento hidráulico de FVP-AP e FIA (meio filtrante constituído de areia de rio, TAH = $0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ e frequência de aplicação de oito vezes ao dia), plantados e não plantados, e os resultados mostraram curvas de distribuição de tempo de detenção DTD (conceito detalhado no item 3.2.2) e taxas de infiltração (aproximadamente, $1 \times 10^{-4} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$) similares. Entretanto, assim como observado por Penido (2009), a água fluiu através dos filtros plantados mais rapidamente do que pelos filtros não plantados, possivelmente devido aos canais criados pelos rizomas e raízes das plantas.

As plantas atuam também servindo de base para fixação e crescimento de microrganismos responsáveis pela depuração dos esgotos, na assimilação de nitrogênio (NO_3^- preferencialmente, ou NH_4^+) e na oxigenação via rizosfera. Segundo IWA (2000), a capacidade máxima de absorção de nutrientes pelas plantas situa-se aproximadamente entre 30 e $150 \text{ kg} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{ano}^{-1}$ de P e entre 200 e $2.500 \text{ kg} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{ano}^{-1}$ de N. Podas regulares são realizadas, a fim de promover a remoção dos nutrientes absorvidos, impedindo que os mesmos retornem ao sistema. Segundo Reddy et al. (1989), Brix (1997) e Scholz (2002), apud Lee e Scholz (2007), o crescimento das raízes favorece a decomposição da matéria orgânica, uma vez que as macrófitas transportam cerca de 90% do oxigênio disponível na rizosfera, o que estimula a decomposição aeróbia da matéria orgânica e o crescimento das bactérias nitrificantes nesta região.

Entretanto muitas pesquisas têm atribuído pouca importância a essas funções das plantas nos FVP-AP. Torrens *et al.* (2009) não encontraram diferenças significativas ($p > 0,05$) entre a remoção de matéria orgânica, NTK e N-amoniaco em filtros verticais plantados e não plantados, sugerindo que a assimilação do amônio pelas plantas, bem como seu papel na oxigenação via rizosfera tem pouca importância em FVP-AP, fato também observado por Reed (1993) e Keffala e Ghrabi (2005).

Lee e Scholz (2007) realizaram experimentos em 12 FVP temporariamente alagados, adotando diferentes profundidades, granulometrias e arranjos para as camadas que constituem o meio suporte, com o objetivo de avaliar o papel da macrófita *Phragmites australis* no seu tratamento. Durante o primeiro ano, as eficiências na remoção de DBO foram menores nos filtros plantados do que nos não plantados. Já a remoção de nutrientes foi superior e mais estável ao longo do tempo nos filtros plantados.

Pesquisas realizadas no Brasil em WCFSS para verificar a influência da vegetação na remoção de poluentes têm apresentado resultados diferentes. Matos *et al.* (2010) não constataram influência significativa da vegetação (capim elefante e tifton) na remoção de DBO, DQO, ST e SST em WCFSS recebendo águas residuárias brutas de laticínios, porém esta foi observada para remoção de nitrogênio, potássio e sódio. Dornellas (2008), investigando pós-tratamento de efluente doméstico de reator UASB constatou diferença significativa na remoção de DQO, NT, N amoniaco, fosfato e *E. coli*, mas não encontrou para SST e P total.

Para a escolha da planta a ser adotada, algumas características devem ser observadas, tais como: tolerância a ambientes não saturados e facilidade de adaptação às condições climáticas locais, possibilidade de reaproveitamento, taxa de absorção de nutrientes, custos de plantio e manutenção (limpeza, frequência de podas e destinação adequada dos resíduos provenientes destas podas).

Matos (2002) apresenta algumas vantagens do uso de capineiras na fertirrigação, pois apresentam sistema radicular abundante e profundo, sendo capazes de retirar grandes quantidades de macro e micronutrientes do solo, reduzindo assim a lixiviação destes para as águas subterrâneas, bem como seu carreamento por escoamento superficial. A adoção deste tipo de planta nos FVP-AP poderia ser benéfica, no sentido de propiciar a remoção de macro e micronutrientes presentes em abundância nos esgotos tratados, que poderiam trazer riscos ao

meio ambiente e à saúde. Destaca-se a importância da sua retirada posterior por meio das podas regulares, a fim de evitar que os mesmos retornem ao sistema.

Diversas pesquisas apontam que o manejo das plantas nos FVP-AP, e nas WC de um modo geral, costuma ser um grande problema nas unidades em escala real, sobretudo pela geração dos resíduos das plantas provenientes das podas efetuadas regularmente. Assim, o reaproveitamento dos resíduos das plantas deve ser incentivado, minimizando consideravelmente estes problemas associados ao manejo da vegetação.

Segundo Olijnyk (2008), quase todas as partes da *Typha* têm alguma utilidade para o ser humano. As folhas quando secas podem ser utilizadas para diversos tipos de artesanatos trançados (como esteiras) e fornecer celulose para a indústria de papel. O rizoma possui propriedades medicinais (adstringentes, diuréticas e emolientes), o pólen possui uso farmacêutico, podendo ser ainda utilizado na alimentação, pois possui teor de proteínas igual ao do milho e teor de carboidratos igual ao da batata (LORENZI, 1991; REITZ, 1984, *apud* OLIJNYK, 2008).

O híbrido Tifton-85, utilizado nesta pesquisa, possui elevado valor nutricional, sendo amplamente usado no Brasil para alimentação de bovinos. Cota (2000) avaliou o valor nutricional deste híbrido, plantado em um sistema de escoamento superficial no solo, usado para o pós-tratamento do efluente de um reator UASB. Os resultados encontrados de proteína bruta foram superiores aos obtidos em irrigações e fertilizações tradicionais, apontando para possibilidade de seu aproveitamento como ração animal, com economia de água e fertilizantes; e sem a adição de produtos químicos tóxicos (usados como adubo e no controle de pragas na agricultura convencional, estes compostos podem poluir o meio ambiente e comprometer a saúde humana e de animais).

3.1.4 Dimensionamento de FVP-AP

Tipicamente, os FVP-AP têm sido dimensionados com bases empíricas, sendo a área determinada em função da carga orgânica máxima, expressa tipicamente como equivalente populacional.

A seguir são apresentadas duas equações desenvolvidas para o dimensionamento dos FVP-AP, sendo a primeira função dos valores de carga máxima e a segunda, função da Taxa de Transferência de Oxigênio (TTO) necessária à remoção de DBO e nitrificação. Estes dois métodos de dimensionamento são apresentados a seguir.

3.1.4.1 Especificações de carga

Como comentado, o dimensionamento dos FVP-AP pode ser feito com base nos valores de carga aplicada, obtidos a partir de resultados práticos. As máximas cargas aplicadas variam em função do nível de tratamento desejado (remoção de DBO ou nitrificação). Cooper (2005) resumiu estes critérios por meio da equação 3.4:

$$A = m.P^b \quad (3.4)$$

em que A = área requerida do filtro (m^2); b = expoente; P = equivalente populacional; e m = fator de escala

A Tabela 3.5 mostra os valores dos parâmetros m e b (equação 3.4) obtidos por diversos autores, para diferentes objetivos de tratamento. O gráfico da Figura 3.9 ilustra as equações obtidas por estes autores para a determinação da área, em função da população atendida.

Tabela 3.5 – Valores de m e b para diferentes objetivos de tratamento

Fonte	Local	m	b	Objetivo
Cooper <i>et al.</i> (1996)	Reino Unido	1	1	Somente DBO
Cooper <i>et al.</i> (1996)	Reino Unido	2	1	DBO e N-NH ₄
Weedon (2003)	Reino Unido	5,4	0,6	EP < 25
Weedon (2003)	Reino Unido	2,4	0,85	EP > 25
Boutin e Liénard (2003)	França	2,5	1	Dois estágios
Fehr <i>et al.</i> (2003)	Alemanha	4	1	-
Brix e Johansen (2004)	Dinamarca	3	1	95% redução DBO
Molle <i>et al.</i> (2005)	França	2	1	1,2 para o 1 ^o estágio 0,8 no 2 ^o estágio
Önorm (2005)	Áustria	4	1	-
DWA (2006)	Alemanha	4	1	-
Langergraber <i>et al.</i> (2006)	Áustria	4	1	-

Fonte: Cooper (2005); Kadlec e Wallace (2008).

Como já esperado, há uma forte correlação positiva entre a população atendida e a área necessária para o tratamento (Figura 3.9). Os valores obtidos por todos os autores para o coeficiente b foram muito próximos a um, o que explica esta forte correlação, praticamente linear entre estas duas variáveis (população e demanda de área).

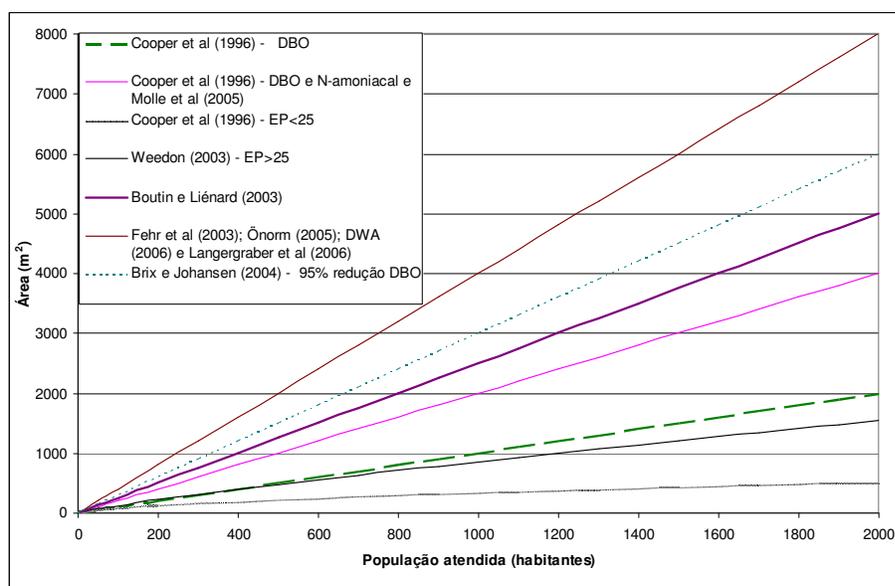


Figura 3.9 – Demanda de área em função da população atendida e dos objetivos de tratamento em FVP-AP.

A Figura 3.9 mostra a elevada variação dos valores de área em função do nível de tratamento desejado. Por exemplo, segundo Cooper *et al.* (1996), a demanda de área necessária para promover a nitrificação é *duas vezes* maior do que a necessária quando apenas a remoção de DBO é almejada. Observa-se, ainda, a falta de consenso por parte de diferentes autores em relação à área necessária para o sistema de tratamento por FVP-AP. Por exemplo, a área necessária quando se utiliza a equação proposta por Fehr *et al.* (2003); Önorm (2005); DWA (2006) e Langergraber *et al.* (2006) é mais de *cinco vezes* superior à área obtida quando a equação de Weedon (2003) para EP > 25 habitantes é utilizada, *quatro vezes* maior à área necessária utilizando a equação de Cooper *et al.* (1996) quando se deseja apenas a remoção de DBO, e *duas vezes* maior quando se objetiva nitrificação. Isto pode resultar em custos de implantação, operação e manutenção significativamente diferentes, podendo implicar em sistemas sub ou superdimensionados, caso estas equações sejam adotadas de maneira indiscriminada, ratificando também a necessidade de mais estudos para a melhor compreensão deste sistema.

Em relação à demanda *per capita* de área, segundo Weedon (2003), esta é maior para populações menores e diminui com o aumento da população: para dois habitantes a demanda per capita é de **4 m²/hab**, para cinco habitantes esta cai para **3 m²/hab**, para 25 habitantes é igual a **1,5 m²/hab** e para uma população de 2.000 habitantes, a demanda é igual a **0,8 m²/hab**.

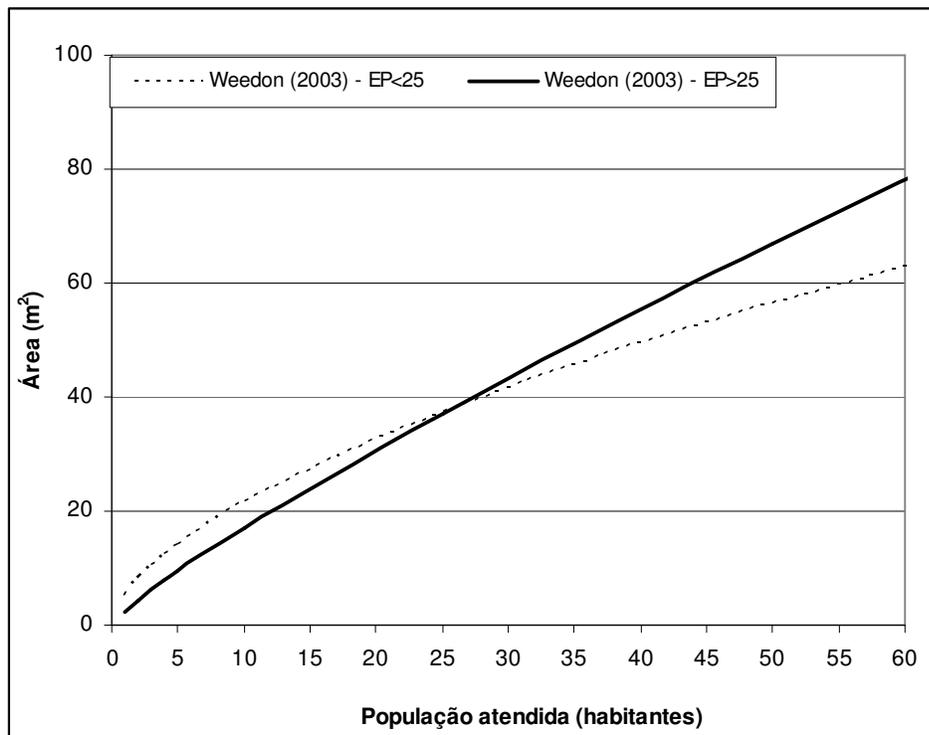


Figura 3.10 – Demandas de área em função da população atendida em FVP-AP.

Na Figura 3.10 visualiza-se esta redução da demanda b de área com o aumento da população. Os valores de área resultantes quando se adotada a equação para menores populações ($EP < 25$) são superiores em relação à de $EP > 25$, até o valor de população de 25 habitantes. Para 25 habitantes, as demandas de área obtidas pelas duas equações são as mesmas (37 m^2) e a partir de 25 habitantes esta tendência se inverte (na medida em que a população aumenta, os valores de área resultantes quando adotada a equação de $EP < 25$ passam a ser inferiores aos obtidos quando a equação de $EP > 25$ é usada).

3.1.4.2 Taxa de Transferência de Oxigênio (TTO)

Alguns métodos de dimensionamento de FVP-AP são feitos em função da TTO necessária à redução das concentrações de DBO e NTK. Entretanto, Kadlec e Wallace (2008) alertam para o fato de que as demandas de O_2 resultantes destes métodos não deveriam ser consideradas como a real taxa de transferência de O_2 devido a vários problemas, como:

- estes métodos se baseiam na estequiometria tradicional de nitrificação, que tem uma demanda superior de O_2 comparada à demanda das novas rotas descobertas, como *anammox*;
- a amônia produzida por amonificação é normalmente desconsiderada. É utilizado NH_4^+ , quando o mais correto seria usar NTK; e

- pode haver redução do nitrogênio oxidado (economia de O_2), aliviando a necessidade de transferência extra pra reduzir DBO. Por outro lado, considera-se normalmente a DBO_5 , que corresponde a uma parcela da DBO última.

Uma estimativa aproximada da taxa de transferência de O_2 nos FVP-AP é apresentada na equação 3.5 (COOPER, 1999):

$$TTO = \frac{Q}{A} \left[(DBO_{af} - DBO_{ef}) + 4,3 \cdot (NH_4^+_{af} - NH_4^+_{ef}) \right] \quad (3.5)$$

em que TTO = taxa de transferência de O_2 ($g \cdot m^{-2} \cdot d^{-1}$ de O); Q = vazão ($m^3 \cdot d^{-1}$); A = área do filtro (m^2); DBO_{af} = concentração de DBO no afluente ($mg \cdot L^{-1}$); DBO_{ef} = concentração de DBO no efluente ($mg \cdot L^{-1}$); $NH_4^+_{af}$ = concentração de $N-NH_4^+$ no afluente ($mg \cdot L^{-1}$); e $NH_4^+_{ef}$ = concentração de $N-NH_4^+$ no efluente ($mg \cdot L^{-1}$).

Cooper (1999) reconhece as falhas desta aproximação, que não considera a remoção de DBO por sedimentação/filtração ou desnitrificação, nem a perda de nitrogênio amoniacal pela absorção da planta, volatilização ou adsorção.

Além disto, o fator 4,3 vem de trabalhos sobre a nitrificação realizados em sistemas de lodos ativados. De qualquer forma, tendo em vista a escassez de informações a cerca do FVP-AP, a fórmula apresentada na equação 3.5 pode fornecer uma primeira estimativa da TTO nestes sistemas, ainda que com certa imprecisão.

Platzer (1998) combinou a aproximação teórica de Cooper (1999) com os resultados de seus experimentos, conduzidos com esgotos secundários ($< 6,5 g \cdot m^{-2} \cdot d^{-1}$ NTK). Para obtenção da completa nitrificação, a entrada de oxigênio (dada pela soma da entrada por difusão e convecção) deve ser superior à demanda de oxigênio, que podem ser calculadas por meio das Equações 3.6, 3.7 e 3.8.

A entrada de oxigênio por difusão depende do número de bateladas aplicadas ao longo do dia, sendo dada pela equação 3.6:

$$\text{Entrada de oxigênio por difusão [g/d]} = 1 [gO_2/(h \cdot m^2)] \cdot \text{área do filtro [m}^2] \cdot (24 [h] - 1,5 [h] \cdot \text{número de bateladas}) \quad (3.6)$$

A entrada de oxigênio por convecção é calculada em função do volume aplicado. Para períodos curtos de aplicação e infiltração (< 10 min), pode-se considerar que cada litro de

esgoto causa uma sucção de 1 litro de ar no solo. Como o ar contém $300 \text{ mg.L}^{-1} \text{ O}_2$, a entrada por convecção pode ser calculada pela equação 3.7:

$$\text{Entrada de oxigênio por convecção [g/d]} = 0,3 [\text{gO}_2/\text{L}] \cdot \text{vazão aplicada [m}^3/\text{d}] \cdot 1000 [\text{L/m}^3] \quad (3.7)$$

A demanda de oxigênio é dada pela equação 3.8:

$$\text{Demanda de oxigênio [g/d]} = (0,85 \cdot 0,7 \cdot \text{DQOaf [g/d]} + 4,3 \cdot \text{NTKaf [g/d]} - 0,1 \cdot 2,9 \cdot \text{NTKaf [g/d]}) \quad (3.8)$$

A equação da demanda de oxigênio é baseada em uma remoção de DQO de 85%, com um consumo de oxigênio de $0,7 \text{ g O}_2/\text{g DQO}$. Para nitrificação a demanda de oxigênio é calculada utilizando-se o mesmo fator de 4,3. A recuperação de oxigênio pela desnitrificação foi calculada com $2,9 \text{ g O}_2/\text{g nitrato desnitrificado}$, sendo assumidos 10% de desnitrificação (em casos de efluentes com baixa concentração de matéria orgânica este termo deve ser desconsiderado).

3.1.5 Sistema francês (modelo CEMAGREF)

3.1.5.1 Introdução ao Sistema Francês

Este item aborda separadamente o Sistema Francês (SF), sendo dada maior ênfase ao seu 1º estágio, que é o objeto específico de estudo nesta tese de doutorado. Na etapa de revisão bibliográfica, a maior dificuldade encontrada foi identificar qual o tipo de FVP a que se referia grande parte das publicações e, dentre os FVP, qual FVP-AP se referia ao SF típico. Este capítulo foi elaborado com base apenas nas informações relativas aos SF típicos. Ressalta-se que embora possua características peculiares que o identifiquem, ele é considerado por alguns autores como um FVP-AP, altamente carregado, sendo válida a teoria aplicada aos aspectos teóricos referentes à hidráulica de FVP-AP apresentada nos itens anteriores.

Entretanto, vários autores o consideram como uma tecnologia a parte, que apresenta uma terminologia específica, o distinguindo dos FVP-AP e de outros sistemas de tratamento. As denominações usualmente empregadas pelos autores estrangeiros para um SF são: *Two-stage Vertical Flow Constructed Wetland*, *CEMAGREF System* e *French System*. O 1º estágio de um SF, foco principal desta pesquisa, é usualmente referido como *first stage filter*, cuja tradução foi apropriada nesta tese (*filtro de 1º estágio*).

Neste sentido, a tecnologia francesa apresenta uma identidade própria, podendo ser considerada como uma tecnologia distinta de tratamento de esgotos, por ser uma variante (um tipo diferente) de FVP-AP, apresentando seus próprios parâmetros físicos e critérios de projeto, que o caracterizam. Uma analogia poderia ser feita com o sistema de Lagoas de Estabilização e suas variantes (facultativas, anaeróbias, aeradas facultativas, de maturação, etc.), que apresentam seus próprios parâmetros físicos e critérios de projeto que os diferenciam, sendo consideradas tecnologias distintas de tratamento.

O Sistema Francês foi desenvolvido no final dos anos de 1980 pela Instituição CEMAGREF (França), a partir da configuração do *Seidel-System*, e consiste de uma versão um pouco modificada dos FVP-AP típicos, como já comentado anteriormente. As principais características que o diferem da maioria dos FVP-AP são: ausência de uma etapa prévia de tratamento (primária ou secundária); maiores taxas hidráulicas e orgânicas aplicadas ($\sim 0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$, $\sim 300 \text{ g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ DQO, $\sim 150 \text{ g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ SST e $\sim 25\text{-}30 \text{ g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ NTK), segundo Molle *et al.* (2005) e três camadas de meio suporte com profundidades e granulometrias que o identificam, sendo a granulometria da camada filtrante principal superior quando comparada às usualmente empregadas nos FVP-AP.

O esgoto bruto, após ser temporariamente armazenado em um tanque, é aplicado rapidamente na superfície de um dos filtros de 1º estágio, por meio de bombas ou de sifão dosador, várias vezes ao longo do dia (fases alternadas de alimentação e descanso). Durante a aplicação, há eventual formação de uma lâmina de esgoto no topo do filtro, que garante sua boa e homogênea distribuição ao longo de toda sua superfície, bem como o melhor aproveitamento do seu volume útil. Com o tempo, os sólidos e o material orgânico vão se depositando na superfície, formando uma crosta no topo do filtro, que também auxilia nesta boa distribuição. Como já comentado para os FVP-AP, as excelentes condições de oxigenação do meio e a presença das plantas atuam no sentido de impedir a impermeabilização desta camada de superfície e a colmatção do meio filtrante.

Provavelmente, em ordem decrescente de importância, os processos que atuam na oxigenação dos SF são: *difusão*, tanto na superfície do filtro, quanto por meio do dispositivo de aeração na camada de drenagem (quando existente), *convecção* associada ao deslocamento da lâmina d'água (de maneira simplificada, age como um pistão empurrando o oxigênio para a camada de drenagem) e *oxigenação* via rizosfera (contribuições liberadas pelas raízes e rizomas das plantas). É difícil quantificar exatamente a importância de cada um, pois depende da formação da lâmina de superfície e da existência de mecanismos de ventilação (AERMC, 2005).

Segundo Molle *et al.* (2006), o filtro é submetido a períodos muito curtos de alimentação, seguidos por períodos muito elevados de descanso, que garantem as excelentes condições de aeração do meio filtrante. Por outro lado, estas condições de alimentação resultam em reduzido tempo de detenção hidráulica do esgoto no sistema, que pode conduzir à deterioração da qualidade do efluente, com a saída de poluentes não oxidados. Segundo AERMC (2005), o tempo de detenção hidráulica no 1º estágio do SF é de cerca de algumas horas.

As plantas asseguram a abertura do meio, por meio de suas raízes e rizomas, que criam, ao se desenvolverem, canais (túneis) ao longo da camada e do meio filtrante, conhecidos por persistirem após a morte, fato este contestado por alguns autores (HABERL; PERFLER, 1990; Cooper *et al.*, 1996). De qualquer forma, é provável que o esgoto esco preferencialmente ao redor do caule e continue a escoar ao redor das raízes e rizomas das plantas, impedindo que a crosta superficial se torne impermeável. A presença das plantas, associada às excelentes condições de oxigenação, garante elevada quantidade de microrganismos decompositores e uma espécie de *compostagem bem ventilada*, cujos produtos apresentam alta permeabilidade, evitando a colmatção do meio. Este papel das plantas foi observado em um ensaio conduzido em um SF não plantado (*Gensac-La-Pallue*), onde foi formado um "tapete" impermeável na superfície, que impediu a drenagem do esgoto. Após o plantio no filtro este fenômeno não foi mais observado e o filtro fluiu normalmente sem escoamento superficial (AERMC, 2005).

Molle *et al.* (2005), a partir da análise de 46 sistemas implantados na França (DQO variando entre 520 e 1.400 mg.L⁻¹, média igual a 840 mg.L⁻¹ e TAH < 0,6 m³.m⁻².d⁻¹), obtiveram eficiências médias de remoção para o 1º estágio de: 82% para DQO, 89% para SS e 60% para NTK, com requisito de área médio da ordem de 1 m²/hab, baixo para um sistema natural de tratamento. Embora a presente pesquisa de doutorado aborde apenas o 1º estágio do sistema francês, quando comparado a outras tecnologias naturais de tratamento de esgoto em nível secundário, este estágio apresenta eficiências típicas compatíveis na remoção de matéria orgânica, sólidos e nutrientes, e em alguns casos, até superiores (Tabela 3.6).

Tabela 3.6 – Eficiências típicas de remoção de matéria orgânica, sólidos e nitrogênio para diferentes tecnologias de tratamento de esgotos naturais em nível secundário

Sistema de Tratamento	Eficiências Típicas de Remoção (%)				Demanda de Área (m ² /hab)
	DQO	SS	N-amoniaco	N-total	
Lagoa facultativa	65-80	70-80	< 50	< 60	2-4
Lagoa anaeróbia+facultativa+maturação	70-83	73-83	50-65	50-65	3-5
Escoamento superficial	75-85	80-93	35-65	< 65	2-3,5
Infiltração lenta	85-95	> 93	> 80	> 75	10-50
Infiltração rápida	80-93	> 93	> 65	> 65	1-6

Fonte: von Sperling (2005).

O sucesso dos sistemas franceses se deve a inúmeros fatores, dentre os quais se destacam (AERMC, 2005; MOLLE *et al.*, 2005):

- excelente oxigenação dos leitos filtrantes, possibilitando elevada nitrificação;
- processos anaeróbios praticamente ausentes, não havendo geração de mau cheiro;
- baixos custos de implantação e operação;
- ampla capacidade de absorção de elevados picos temporários de vazão;
- remoção do lodo necessária somente após cerca de 10-15 anos; e
- baixo impacto visual, devido à sua aparência “verde”, que facilita a aceitação pública, com possibilidade de integração à paisagem, sobretudo em áreas rurais.

Austin *et al.* (2003) desenvolveram e avaliaram um sistema francês em escala piloto, no Novo México (EUA), obtendo excelentes eficiências na remoção de poluentes (vazão igual a 1,7 m³.d⁻¹ e taxa de aplicação hidráulica de 0,19 m.d⁻¹). As concentrações médias afluentes foram: DBO₅ = 428 mg.L⁻¹, SST <50 mg.L⁻¹ e NTK = 45 mg.L⁻¹ e as médias efluentes foram iguais a: DBO₅ = 5,2 mg.L⁻¹, SST = 3,5 mg.L⁻¹ e NTK = 1,3 mg.L⁻¹.

Molle *et al.* (2006) avaliaram o comportamento de dois sistemas franceses (*Eviou*, durante um de operação e *Colomieu*, durante oito anos em operação) submetidos a taxas de aplicação hidráulicas muito elevadas (de até 4 m³.m⁻².d⁻¹), decorrentes da diluição dos esgotos por águas de chuva ou de efluentes de sistemas unitários de esgotos. As concentrações médias afluentes aos sistemas foram: DQO = 250 mg.L⁻¹ (130 a 540), SS = 133 mg.L⁻¹ (57 a 348) e NTK = 22 mg.L⁻¹ (13 a 34) e as concentrações médias efluentes foram: DQO = 40 mg.L⁻¹ (máx = 69), SS = 6 mg.L⁻¹ (máx = 16) e NTK = 3,3 mg.L⁻¹ (máx = 8,5). A planta de *Colomieu* recebeu sobrecargas pontuais de até 4 m³.m⁻².d⁻¹ e sobrecargas contínuas (durante 5 meses) iguais a 1,8 m.d⁻¹, enquanto a de *Eviou* recebeu taxa contínua de 4 m³.m⁻².d⁻¹, durante uma semana.

Observa-se que, nos sistemas franceses avaliados por Austin *et. al.* (2003) e Molle *et. al.* (2006), as concentrações efluentes de N-amoniacoal (que corresponde à parcela do NTK) foram muito inferiores ao padrão de lançamento preconizado na Resolução CONAMA nº 357/05, que é de 20 mg.L⁻¹, temporariamente suspenso e raramente atingido por sistemas simplificados de tratamento. Em relação aos demais parâmetros de qualidade avaliados, todos os padrões de lançamento preconizados pela legislação ambiental brasileira vigente, nos âmbitos estadual e federal, seriam atendidos com facilidade.

3.1.5.2 Principais parâmetros e critérios de projeto e operação do SF

Os principais critérios de projeto e operação utilizados para o dimensionamento do 1º estágio dos sistemas franceses são resumidos na Tabela 3.7.

A frequência de aplicação no leito em carga (*f*), que corresponde à quantidade de bateladas aplicadas ao longo do período de um dia, é resultante dos valores adotados de TAH_{ins} e de *h*, ambas funções do volume da batelada, havendo, desta forma, certa flexibilidade para o valor de *f*. Como comentado anteriormente, segundo Molle *et al.* (2006), isto pode conduzir à escolha entre a aplicação de várias bateladas de menor volume (*f* maiores) ou de poucas bateladas de volume maior (*f* menores).

Tabela 3.7 – Principais parâmetros e critérios de projeto, bem como as recomendações da literatura para o 1º estágio dos sistemas franceses

Parâmetro	Sigla	Definição/Caracterização	Valor Recomendado
Taxa de Aplicação Hidráulica média (m ³ .m ⁻² .d ⁻¹)	TAH	Relação entre vazão média afluenta e área do leito em carga. É o principal critério de dimensionamento.	< 0,37
Taxa de Aplicação Hidráulica instantânea (m ³ .m ⁻² .d ⁻¹)	TAH _{ins}	Relação entre vazão de descarga da batelada e área do leito em carga.	> 0,5
Lâmina d'água durante a carga (cm)	<i>h</i>	Relação entre volume de cada batelada e área do leito em carga. Permite a distribuição do esgoto sobre toda área do filtro.	2 a 5 (Molle <i>et al.</i> , 2006) 1 a 3 (AERMC, 1999)
Frequência de aplicação entre os filtros (dias/semana)	<i>F</i>	O período de descanso deve ser 2 a 3 vezes maior que o período de alimentação, garantindo a boa oxigenação.	alimentação – 3 a 4 dias descanso - 1 semana

Fonte: AERMC (1999); AERMC (2005); MOLLE *et al.* (2006).

Os principais elementos que interferem no desempenho dos SFs são discutidos de maneira separada nos itens a seguir.

Quantidade de estágios e de filtros por estágio

Para o tratamento de esgotos brutos gerados por populações superiores a 100 hab, dois estágios em série são recomendados, sendo o primeiro constituído de três unidades em

paralelo, para garantir períodos de repouso de 2/3 dias para cada unidade. Quando utilizado após prévio tratamento, dependendo da qualidade do efluente, apenas 1º estágio pode ser suficiente (AERMC, 1999).

A configuração típica do SF (Figura 3.11) é caracterizada por dois estágios em série, que recebem diretamente o esgoto bruto, submetido usualmente apenas ao tratamento preliminar. O primeiro estágio é constituído por três leitos filtrantes alimentados em paralelo, que recebem o fluxo intermitente do esgoto bruto (objeto de avaliação desta tese de doutorado) e o segundo, por dois leitos filtrantes em paralelo, que visam à remoção complementar dos poluentes e à nitrificação (MOLLE *et al.*, 2005).

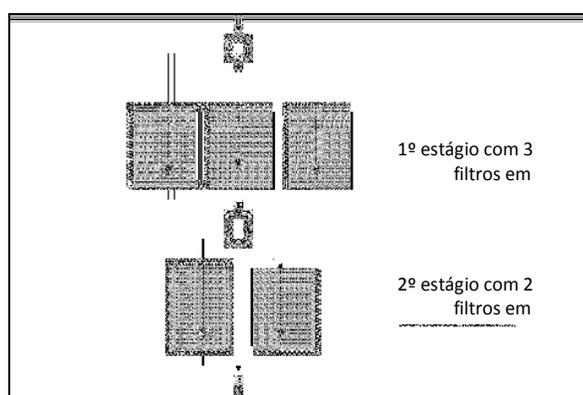


Figura 3.11 – Fluxograma típico de um SF.

Fonte: adaptado de AERMC (1999).

Alimentação

Recomenda-se a adoção de TAHins sobre o leito durante a carga superior a $0,5 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$. O volume a ser aplicado de uma batelada deve ser escolhido de maneira a garantir a formação da lâmina superficial no filtro durante a aplicação entre 1 e 3 cm, segundo AERMC (1999), e entre 2 e 5 cm, segundo Molle *et al.* (2005). Entretanto, o esgoto não deve permanecer muito tempo no interior da caixa de alimentação para evitar fermentação anaeróbia e mau cheiro.

Área superficial

Para pequenas comunidades (< 100 habitantes), a área superficial dos filtros de 1º estágio pode ser calculada por meio da seguinte fórmula, proposta por Cooper *et al.* (1996):

$$A_1 = 3,5 \cdot P^{0,35} + 0,6 \cdot P \quad (3.9)$$

em que A_1 = área do filtro vertical de 1º estágio (m^2); e P = população atendida (hab).

A área necessária aos filtros de 2º estágio é de 50% de A_1 , quando o efluente passa por tratamento primário e de 60%, caso contrário.

O gráfico da Figura 3.12 ilustra a equação 3.9, fornecendo a relação da demanda de área necessária ao 1º estágio do SF, em função da população atendida em pequenas comunidades.

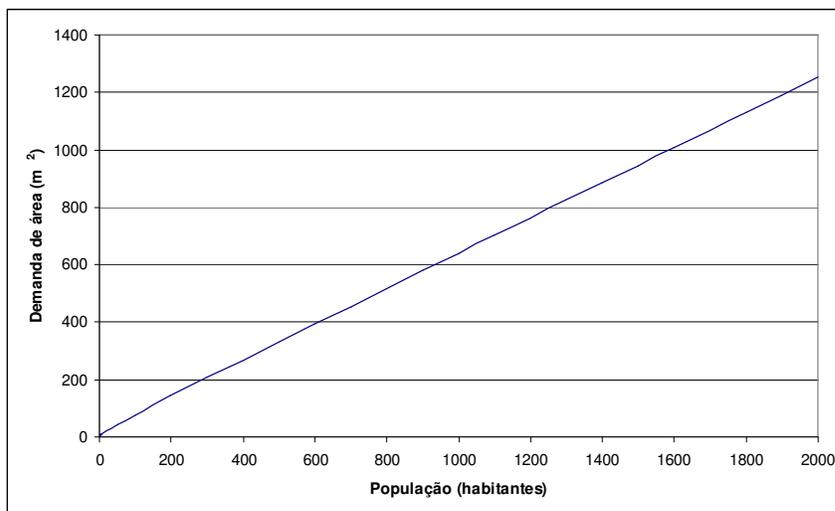


Figura 3.12 – Demanda de área do 1º estágio do SF para pequenas comunidades (< 100 habitantes), em função da população atendida.

Assim como observado para os FVP-AP, há clara correlação positiva entre a população atendida e a demanda de área necessária ao 1º estágio do SF, para pequenas comunidades (< 100 habitantes), conforme ilustra a Figura 3.12. Em relação à demanda per capita de área, observou-se a mesma tendência encontrada nas equações obtidas por Weedon (2003) para FVP-AP: para populações menores (até quatro habitantes), a demanda per capita de área tende a ser superior, decrescendo com o aumento da população: entre 2-5 habitantes a demanda é de **2 m²/hab**, para 20 habitantes esta cai para **1 m²/hab** e para 700 habitantes, a demanda é igual a **0,6 m²/hab**.

Para populações superiores a 100 habitantes, recomenda-se 1 m²/hab para remoção apenas de DBO₅ e 2 m²/hab, quando a nitrificação é necessária. A Tabela 3.8 resume os requisitos de área com base na população atendida e na qualidade almejada do efluente.

Tabela 3.8 – Áreas superficiais necessárias ao 1º e 2º estágio em função da população

População atendida	Esgoto/Remoção Almejada	A ₁ (m ² /hab)	A ₂ (m ² /hab)	A _{total} (m ² /hab)
4 habitantes	Pré-tratado	2	1	3
	Bruto	2	1,2	3,2
100 habitantes	Pré-tratado	0,8	0,4	1,2
	Bruto	0,8	0,5	1,3
> 100 habitantes	DBO ₅	0,7	0,3	1
	DBO ₅ + nitrificação	1,3	0,7	2

Fonte: AERMC (1999).

Profundidade e declividade

Segundo a AERMC (2005), a profundidade média do 1º estágio de um SF varia de 0,75 m a 0,90 m. O segundo estágio é um pouco mais profundo, mas sem exceder 1,00 m. A superfície do filtro é plana e o fundo deve ser ligeiramente inclinado (~1%).

Tratamento a montante

A grande maioria dos SF é alimentada com esgoto bruto, submetido apenas ao tratamento preliminar. A camada de lodo porosa que se forma na superfície pode ser mantida durante vários anos, sem causar problemas operacionais em virtude da atuação das plantas. Poucas unidades apresentam tratamento a montante, sendo mais comum nestes casos, o uso de fossa séptica (AERMC, 1999).

Meio suporte

O meio suporte de um SF típico é constituído por três camadas sobrepostas compostas por materiais de diferentes granulometrias, conforme características mostradas na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Principais características dos substratos das camadas dos leitos filtrantes

Denominação da Camada	Características	1º Estágio	2º Estágio
Camada Filtrante superior	Granulometria (mm)	2 a 8	0,25 < d ₁₀ < 0,40
	Altura da camada (cm)	> 30	> 30
Camada de transição	Granulometria (mm)	5	3 a 10
	Altura da camada (cm)	10 < h < 20	10 < h < 20
Camada de drenagem	Granulometria (mm)	20 a 40	20 a 40
	Altura da camada (cm)	10 < h < 20	10 < h < 20

Fonte: Molle *et al.* (2005).

No 1º estágio, não se recomenda utilização de solo, devido à elevada condutividade hidráulica requerida, a fim de garantir a adequada drenagem dos esgotos. Os substratos do 1º estágio devem oferecer elevada área de contato para o desenvolvimento dos biofilmes, principais responsáveis pela degradação dos poluentes do esgoto (AERMC, 2005).

Frequência de Alimentação

Os filtros devem ser alimentados de maneira alternada (enquanto um é alimentado os outros permanecem em repouso, sem alimentação). O tempo de permanência do esgoto no filtro não deve ser muito longo para evitar que a matéria orgânica possa vir a entupir o filtro, mas não muito curto, para que possa haver tempo suficiente para o contato da matéria orgânica e os microrganismos decompositores, adsorção do amônio e formação da camada porosa superficial. Os períodos de repouso (secos) devem ser longos para promover oxidação, mas não tão longos para que não afetem o desenvolvimento das plantas e da população bacteriana. A frequência ideal recomendada pela AERMC (2005) é de três a quatro dias de alimentação e uma semana de repouso.

Vegetação

Na França, a espécie que parece melhor se adaptar às condições operacionais às quais o SF é submetido é a *Phragmites australis*. Além de se desenvolver de maneira uniforme em toda a superfície e profundidade dos filtros, forma uma vegetação densa a partir do terceiro ano em geral, sem presença de plantas invasoras. Outras espécies podem ser utilizadas (*Typha latifolia*, *Phalaris arundinacea* e *Juncus effusus*), mas não parecem se adaptar tão bem às condições dos SF quanto a *Phragmites australis* (AERMC, 1999).

A manutenção da vegetação é uma etapa de fundamental importância. Nos primeiros anos principalmente, é essencial a capina manual dos filtros de modo a evitar a propagação de plantas daninhas (invasoras), até que se desenvolva uma monocultura, com vegetação suficientemente densa (4 plantas/m²).

Durante os primeiros dois anos após o plantio, a AERMC (1999) recomenda deixar as plantas crescerem sem cortes e, após este período, as macrófitas devem ser podadas uma vez por ano. Para as condições tropicais, não é possível seguir estas recomendações, tendo em vista o crescimento excessivo das plantas, devendo o controle do seu crescimento ser feito desde o início do plantio, de maneira a evitar o seu tombamento e morte das plantas sobre o filtro.

O manejo do material resultante da poda é bastante problemático, uma vez que as quantidades são pequenas para reaproveitamento (artesanal, por exemplo), mas muito elevadas para serem removidas com o lixo doméstico, sendo usualmente queimados no local (AERMC, 1999). Desta forma, a possibilidade de reaproveitamento da vegetação é bastante interessante e deve ser um dos critérios para a escolha da espécie utilizada.

3.1.6 Remoção e transformação de poluentes nos FVP-AP

3.1.6.1 Remoção de poluentes no sistema de *wetlands*

De uma maneira geral, assim como os FIA, os FVP-AP apresentam elevadas eficiências na remoção de matéria orgânica, sólidos e amônia, mas baixo desempenho na remoção de fósforo, sobretudo em longo prazo (BRIX *et al.*, 2002; BRIX; ARIAS, 2005; SEZERINO, 2006). A Tabela 3.3, apresentada no item 3.1.3, mostra as eficiências obtidas por diversos FVP-AP, que corroboram este bom desempenho no tratamento dos esgotos, no que tange à remoção de sólidos, matéria orgânica e nitrificação.

As excelentes condições de oxigenação do meio, decorrentes do regime operacional dos FVP-AP, com rápida aplicação dos esgotos, seguidos por elevados períodos de descanso, resultam em condições propícias para a remoção de DBO (oxidação da matéria orgânica biodegradável) e nitrificação.

Kadlec e Wallace (2008) advertem que, em virtude da limitação de dados de qualidade e, sobretudo, de informações sobre os mecanismos hidráulicos que atuam internamente nos FVP-AP, não é possível caracterizar a eficiência destes sistemas da mesma forma que a das WCFS e WCFSS. Em relação aos mecanismos de remoção dos poluentes, os mesmos autores afirmam que estes são os mesmos para todos os diferentes tipos de *wetland*, variando apenas na sua intensidade e importância. A seguir estes mecanismos são apresentados de maneira resumida na Tabela 3.10, tendo em vista que são de amplo conhecimento da comunidade científica e podem ser encontrados de maneira aprofundada em várias outras publicações, como USEPA (1993), Cooper *et al.* (1996), von Sperling (1996), Vymazal (1998), Valentim (1999), Matos (2002), Sezerino (2006), dentre outras. Apenas os princípios teóricos que envolvem a *nitrificação* são abordados, tendo em vista a importância deste processo no FVP-AP, configurando possivelmente a principal vantagem da adoção deste em relação a outras tecnologias simplificadas de tratamento. Ademais, segundo Kadlec e Wallace (2008), a maioria dos FVP-AP foi projetada com o objetivo de promover a nitrificação dos esgotos, sendo, portanto, muito importante o conhecimento dos fundamentos teóricos que envolvem este processo e das novas descobertas nesta área do conhecimento.

A remoção nos FVP-AP é abordada nos itens posteriores, separadamente, para os seguintes poluentes presentes nos esgotos domésticos: DBO, SST e nitrogênio.

Tabela 3.10 – Mecanismos de remoção em *wetlands* construídas

Mecanismos	Poluente afetado						Descrição
	SSed	SC	DBO	N	P	B e V	
Físicos							
Sedimentação	P	S	I	I	I	I	Sedimentação gravitacional de sólidos
Filtração	S	S					Particulados retidos mecanicamente ao passar pelos espaços vazios entre os interstícios criados pelo substrato, raízes e rizomas das plantas e bofilme.
Adsorção		S					Adesão à superfície, decorrente de forças intermoleculares de atração (forças de van der Waals)
Volatilização				S			Volatilização de NH ₃ não ionizada
Químicos							
Precipitação					P		Formação de compostos insolúveis (ou co-precipitação com estes compostos)
Adsorção					P		Adesão à superfície, decorrente de ligações químicas (geralmente covalentes)
Decomposição							Alteração de compostos menos estáveis por fenômenos como oxidação, redução ou radiação UV
Biológicos							
Metabolismo bacteriano		P	P	P			Remoção de sólidos coloidais e orgânicos solúveis por bactérias que crescem aderidas (ao meio suporte, raízes e, ou, rizomas de plantas) ou suspensas no esgoto.
Metabolismo das plantas						S	Absorção e metabolismo de orgânicos pelas plantas. A excreção pelas raízes pode ser tóxica aos organismos de origem entérica.
Absorção pelas plantas			S	S	S		Incorporação pelas plantas destes contaminantes
Decaimento natural						P	Morte e decaimento natural de organismos em condições ambientais desfavoráveis

SSed = sólidos sedimentáveis; sC = Sólidos coloidais; B e V = bactérias e vírus; P = efeito principal; S = efeito secundário; e A = efeito accidental, decorrente da remoção de outro contaminante

Fontes: Stowell *et al.* (1981), *apud* Vymazal (1998); USEPA (1988); Valentim (1999).

3.1.6.2 Remoção de DBO nos FVP-AP

Dois gráficos têm sido frequentemente adotados na literatura para caracterizar a eficiência dos sistemas de WC: concentração afluente (mg.L^{-1}) *versus* concentração efluente (mg.L^{-1}); e carga de DBO aplicada por unidade de área ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$) *versus* concentração efluente (mg.L^{-1}).

Kadlec e Wallace (2008), com base em 110 dados obtidos em 62 FVP-AP (cada dado correspondendo a um ano de monitoramento) confeccionaram um gráfico de concentração de DBO afluente (mg.L^{-1}) *versus* concentração de DBO efluente (mg.L^{-1}). Os resultados mostraram que as concentrações de DBO efluente foram fracamente dependentes das concentrações afluentes. Quando plotaram um gráfico da taxa de aplicação de DBO ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$) *versus* concentração efluente (mg.L^{-1}) perceberam que as concentrações de saída foram mais dependentes desta variável, taxa de aplicação de DBO.

A remoção de matéria orgânica ocorre normalmente segundo uma cinética de 1ª ordem. Para substratos complexos (como DBO), várias substâncias podem individualmente exibir cinéticas de ordens distintas, mas quando agregadas, podem apresentar cinética global que pode ser representada como de 1ª ordem (von SPERLING, 1996).

Como já comentado anteriormente, a hidráulica de FVP-AP pode ser descrita pelo modelo de Tanques em Série - TES, cuja equação para a cinética de 1ª ordem é dada por (von SPERLING, 1996):

$$\frac{C}{C_o} = \frac{1}{\left(1 + k \cdot \frac{\tau}{N}\right)^N} \quad (3.10)$$

C = concentração efluente (mg.L^{-1}); C_o = concentração afluente (mg.L^{-1}); k = coeficiente de reação de 1ª ordem (d^{-1}); τ = TDH total (d); e N = número de tanques em série de mesmo volume e TDH.

O modelo de 1ª ordem que melhor tem caracterizado a remoção de DBO em FVP-AP é o denominado modelo P - k - C^* , apresentado na equação 3.11, associado a um modelo modificado de TES:

$$\frac{C - C^*}{C_o - C^*} = \frac{1}{\left(1 + k_v \tau / P\right)^P} = \frac{1}{\left(1 + k / Pq\right)^P} \quad (3.11)$$

em que C^* = concentração residual ou de *background* (mg.L^{-1}); k_v = coeficiente volumétrico de reação de 1ª ordem modificado (d^{-1}); P = número modificado de *TES* (-); k = coeficiente de reação de 1ª ordem modificado (m.d^{-1}); q = taxa de aplicação hidráulica (m.d^{-1}).

As diferenças entre a equação 3.11 e a clássica equação que descreve a cinética de 1ª ordem associada à hidráulica de *TES* (equação 3.10) são comentadas a seguir, para a matéria orgânica:

- há incorporação de uma concentração residual C^* , ou de *background*. A existência desta concentração residual está relacionada a vários fatores, tais como: existência de uma fração recalcitrante de *DBO* afluente, resistente à degradação biológica; geração constante de *DBO* no interior do sistema em função da decomposição de material vegetal; associação à matéria suspensa particulada, orgânicos sedimentados na superfície ou adsorvidos e incorporados temporariamente aos *SST*, que podem ser eventualmente disponibilizados na presença de chuvas e, ou, com as mudanças nas condições ambientais (RAISIN *et al.*, 1999; MITCHELL; McNEVIEN, 2001; KADLEC; WALLACE, 2008; STEIN *et al.*, 2006, *apud* PAOLI, 2010). As *wetlands* geram *DBO* em seu interior, devido à decomposição de detritos vegetais e outros materiais orgânicos que ocorrem naturalmente. Como resultado, a sua remoção nunca é completa e residuais que variam entre 2 e 7 mg.L^{-1} , para esgotos domésticos, estão normalmente presentes no efluente (USEPA, 2003, *apud* KADLEC; WALLACE, 2008).
- A equação 3.10 representa, usualmente, a redução de um único composto na medida em que este é transportado através de uma *wetland*. Entretanto, a maioria dos compostos são misturas de vários constituintes, como é o caso da *DBO*, que pode ser considerado um composto agregado. Na equação 3.11, é assumido que o valor de k seja constante, entretanto na realidade existe uma distribuição de frequência dos valores de k , para as várias frações dos diversos constituintes que compõem um composto agregado, neste caso a *DBO* (cada constituinte que compõe um composto agregado possui seu próprio valor de k) (TCHOBANOGLOUS, 1969; KADLEC; WALLACE, 2008). Esta distribuição de frequência dos valores de k é denominada $f(k)$ ou *kDV*. Pode ser demonstrado para distribuições gama dos valores de k , que o valor médio de k , em qualquer tempo é dado por (KADLEC, 2003):

$$k = \frac{k_i}{(1 + \beta t)^n} \quad (3.12)$$

em que k = constante de reação (m.ano^{-1}); k_i = constante de reação na entrada (m.ano^{-1}); n e β = parâmetros da distribuição dos valores de k (-); e t = intervalo de tempo (d).

- O parâmetro P leva em conta a distribuição do tempo de detenção (DTD) e a distribuição dos valores de k (kVD). Kadlec e Wallace (2008) afirmam que a presença de compostos agregados resulta na redução no valor de N determinado por meio de testes com traçadores inertes. Assim, o valor de P é sempre menor que o valor do número de TES (N-TES) determinado pelos testes com traçadores. Para distribuições com amplas variações dos valores de k , como é o caso da DBO, um valor de N-TES de *quatro* será reduzido para um valor de P igual a *um* ou *dois*. A Tabela 3.11 apresenta valores de P para distribuições contínuas hipotéticas.

Tabela 3.11 – Valores de P (número de TES modificado) para distribuições contínuas simuladas

N-TES	Valores Estimados de P			
	$n = 1$	$n = 4$	$n = 8$	$n = \infty$
1,5	0,54	0,99	1,13	1,5
2	0,68	1,37	1,62	2,00
4	0,86	2,19	2,86	4,00
8	0,95	2,90	4,29	8,00
∞	1	4,00	8,00	-

Fonte: Kadlec e Wallace (2008).

A maior limitação para FVP-AP é que os dados de N-TES determinados por meio de experimentos com traçador são bastante escassos. Dados de outros tipos de FV podem ser extrapolados para estimar o N-TES de uma maneira geral. Para experimentos conduzidos em FV saturados de fluxo ascendente, o N-TES observado tem sido aproximadamente igual a dois (TANNER *et al.*, 2000), e para FV saturados aerados de fluxo descendente, N-TES tem sido observado ser próximo de um, embora um valor de dois tem sido proposto para sistemas em escala plena (KADLEC; WALLACE, 2008).

Atualmente, é recomendado um valor de $P = 2$ para representar a eficiência de FVP-AP, entretanto, este provavelmente se alterará na medida em que mais dados sejam disponibilizados (WALLACE *et al.*, 2006; KADLEC; WALLACE, 2008).

Considerando a mesma base de dados mencionada anteriormente (110 dados de 62 FVP-AP), $P = 2$ e $C^* = 2 \text{ mg.L}^{-1}$, Kadlec e Wallace (2008) estimaram os valores de k para quatro categorias de concentrações médias de DBO afluente: 3-30, 30-100, 100-200 mg.L^{-1} e

superiores a 200 mg.L⁻¹. A quantidade de dados para as quatro categorias consideradas foram iguais a 21, 9, 22 e 58, respectivamente (Tabela 3.12), sendo cada dado correspondente a um ano de monitoramento. O longo período de monitoramento (110 anos) foi considerado suficiente para minimizar as variações sazonais e eventos estocásticos, sendo possível verificar os efeitos dos mecanismos de remoção de DBO.

Tabela 3.12 – Valores de k para FVP-AP, com base em 110 dados provenientes de 62 unidades

N ^o de dados	Valores Estimados de k (m.ano ⁻¹)				
	Categorias de DBO Afluente (mg.L ⁻¹)				
	3 - 30	30 - 100	100 - 200	> 200	
	21	9	22	58	
Percentil					
0,1	21	17	62	41	34
0,2	77	32	73	47	51
0,3	160	50	110	71	78
0,4	210	57	153	101	113
0,5	471	73	187	143	146
0,6	751	91	253	160	191
0,7	1.025	101	280	246	275
0,8	1.756	113	343	316	408
0,9	2.234	116	392	554	1.006
0,95	2.402	130	473	1.165	1.694

Fonte: adaptado de Kadlec e Wallace (2008).

Os autores observaram que para baixas cargas de entrada e concentrações de entrada, a degradação da DBO é dominada por mecanismos aeróbios. Com o aumento das cargas, os processos aeróbios tornam-se menos prováveis e mecanismos anaeróbios são mais prováveis de ocorrer. Considerando que a DBO é um parâmetro agregado (incluindo forma solúvel e particulada), sua fração particulada pode ser separada na superfície do filtro, o que também contribui para remoção de DBO, no caso de elevadas concentrações afluentes.

Kadlec e Wallace (2008) advertem que embora os perfis de DBO₅ ao longo da direção do escoamento possam ser descritos pelo modelo **P-k-C***, há limitações associadas à falta de informações acerca da hidráulica interna nos FVP-AP e à ampla variação nos valores de todos os parâmetros.

Em relação à influência da profundidade do leito na remoção de DBO, os dados ainda não são conclusivos. Entretanto, segundo Kadlec e Wallace (2008) é altamente provável que a remoção dos orgânicos ocorra preferencialmente na região superficial (cerca de 20 cm no topo), em virtude da filtração de matéria orgânica particulada, maior disponibilidade de oxigênio e maior presença da biomassa microbiana. Boller *et al.* (1993) e Langergraber *et al.*

(2006) também observaram a predominância da biomassa microbiana a cerca de 20 cm do topo do filtro.

3.1.6.3 Remoção de SST nos FVP-AP

Os FVP-AP são bastante eficientes na remoção de SST. A partir da análise de 71 dados de monitoramento (cada dado correspondendo a um ano de monitoramento) de 31 sistemas de FVP-AP, Kadlec e Wallace (2008) obtiveram uma eficiência média de remoção de 87% (concentração média afluyente de 90 mg.L^{-1} e efluente de 12 mg.L^{-1}).

Os meios filtrantes tipicamente adotados utilizam granulometrias finas ($d_{10} \sim 0,25 \text{ mm}$). Para esta granulometria, sedimentação e filtração de particulados ou interceptação (especialmente perto da superfície do filtro, nos 20 cm do topo) são os principais mecanismos de remoção dos SST afluentes (BOLLER *et al.*, 1993; PLATZER; MAUCH, 1997; BRIX; JOHANSEN, 2006; GFA, 1998, *apud* KADLEC; WALLACE, 2008).

Além da remoção dos SST presentes no esgoto, com o tempo se desenvolve na superfície do filtro uma camada de biomassa resultante da aplicação dos esgotos. Como a carga é intermitente nos FVP-AP, não há formação desta biomassa nos intervalos entre as aplicações (períodos de descanso). Kadlec e Wallace (2008) explicam que o meio não fica saturado durante os períodos de descanso e a alta disponibilidade de oxigênio atmosférico (21%) facilita a decomposição aeróbia destes materiais orgânicos acumulados no topo, diretamente em contato com o ar, dificultando a colmatação nestes sistemas. Entretanto, altas cargas afluentes de SST podem conduzir a um crescimento biológico excessivo que pode colmatar meios de granulometria menor, causando perda de carga através do sistema, prejudicando ou impedindo o seu bom funcionamento. A AERMC (2005) afirma que a concentração efluente de SST nos *Sistemas Franceses* é de cerca de 10 a 20 mg.L^{-1} , sendo esta relativamente independente da concentração na entrada. Destaca também o papel das macrófitas para retardar a colmatação, fato já discutido anteriormente.

Sezerino (2006) adverte que independente do material filtrante empregado, o fenômeno de colmatação está associado. A colmatação conduz à obstrução dos vazios, sobretudo na superfície do filtro, sendo causada por vários fatores, dentre os quais se destacam (PLATZER; MAUTCH, 1997; LANGERGRABER *et al.*, 2003; SEZERINO, 2006; KADLEC; WALLACE, 2008): sedimentação e filtração de particulados orgânicos e inorgânicos, produção de biomassa em excesso em virtude do crescimento de microrganismos, crescimento demasiado das raízes das macrófitas e compactação do maciço filtrante.

A matéria inorgânica acumulada tende a se acumular, enquanto a orgânica tende a ser oxidada, especialmente durante os períodos de descanso. Langergraber *et al.* (2003) consideram que o crescimento dos microrganismos no biofilme e as raízes bloqueiem somente uma pequena fração dos vazios, sendo a acumulação de sólidos ao longo do tempo a principal responsável pela colmatção.

Blazejewski e Murat-Blazejewska (1997), *apud* Kadlec e Wallace (2008) assumem que o crescimento do biofilme e a decomposição estão em equilíbrio e não contribuem para a colmatção.

Este equilíbrio entre o crescimento do biofilme e a decomposição parece bastante razoável. Por um lado, efluentes mais concentrados (DBO ou DQO elevados) conduzem a um maior crescimento dos microrganismos, que ao se desenvolverem aderidos no biofilme, tendem a reduzir os espaços vazios, contribuindo para a colmatção. Por outro lado, como há maior quantidade de microrganismos aderidos, haverá maior quantidade de oxidação dos compostos biodegradáveis acumulados durante os elevados períodos de descanso, evitando que estes se acumulem e contribuam para o entupimento do leito filtrante.

Platzer e Mauch (1997) observaram que a condutividade hidráulica original de um meio foi restaurada após vários dias de descanso, possivelmente pela oxidação dos compostos orgânicos, tornando os interstícios livres novamente. Eles observaram, ainda, uma redução linear da condutividade na camada com o aumento da carga de DQO, mas é possível que a carga de sólidos também tenha aumentado. Segundo Winter e Goetz (2003), geralmente SST e DQO estão fortemente correlacionados no esgoto a ser tratado.

3.1.6.4 Remoção de nitrogênio nos FVP-AP

Como já comentado, antes de abordar especificamente a remoção de nitrogênio nos FVP-AP, são apresentados os fundamentos teóricos que envolvem o processo de nitrificação.

3.1.6.4.1 . *Fundamentos teóricos da nitrificação*

A nitrificação tem sido normalmente atribuída a bactérias quimioautotróficas, embora já se saiba que a nitrificação heterotrófica ocorra e possa ser significativa (KEENEY, 1972, PAUL; CLARK, 1996, *apud* KADLEC; WALLACE, 2008). Bactérias heterotróficas como *Paracoccus denitrificans* e *Pseudomonas putida* são capazes de realizar nitrificação (BOTHE *et al.*, 2000).

A nitrificação compreende duas fases: a nitritação, oxidação de amônia a nitrito e a nitratção, oxidação de nitrito a nitrato. As equações estequiométricas das duas fases, desconsiderando a síntese celular são:

Nitritação



Nitratção



De acordo com a maior parte da literatura sobre o assunto, o processo de nitritação é realizado principalmente por bactérias do gênero *Nitrosomonas* e a nitratção, principalmente por bactérias do gênero *Nitrobacter*. Ambas são quimioautotróficas e utilizam parte da energia liberada nas reações de oxidação para a síntese celular. Entretanto, novas descobertas feitas no campo da biologia molecular parecem apontar para a importância de outros gêneros de bactérias envolvidas no processo de nitrificação.

Bothe *et al.* (2000) e Kadlec e Wallace (2008) apontam a importância dos seguintes gêneros de bactérias envolvidas na nitritação: *Nitrospira* e *Nitrosococcus* em adição às *Nitrosomonas*.

Austin *et al.* (2003) encontraram tanto *Nitrospira* quanto *Nitrosomonas* em abundância em um sistema de WC e *Nitrosococcus* em menores quantidades. A quantidade de bactérias do gênero *Nitrospira* encontrada (4% do total) foi bem superior a de *Nitrobacter* (0,1% do total).

Dentre as bactérias oxidadoras de nitrito encontradas em dois sistemas de WC, não foi detectada a presença do gênero *Nitrobacter* (FLOOD *et al.*, 1999, *apud* KADLEC e WALLACE, 2008), referido pela literatura clássica como o responsável pela nitratção.

Atualmente, é considerado que o gênero *Nitrospira* é o que predomina entre as bactérias oxidadoras de nitrito (RITTMANN e McCARTY, 2001; KOOPS e POMMERENING-RÖSER, 2001, *apud* ALMEIDA, 2007).

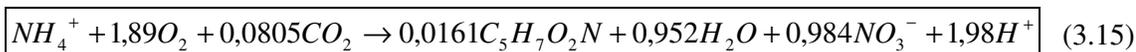
A Tabela 3.13, confeccionada por Almeida (2007), apresenta um resumo dos fatores ambientais que interferem na nitrificação em sistemas com biofilmes, caso dos FVP-AP e dos SF investigados nesta tese de doutorado.

Tabela 3.13 – Fatores ambientais que interferem na nitrificação

Fator Interveniante	Implicações Recorrentes
<p>Concentração de OD Requisitos de O₂ (fase gasosa) para nitrificação: 1,8 mgO₂/L. para ocorrência de acúmulo de nitrito: 0,5 mgO₂/L. <i>*não computado os requisitos de O₂ para biomassa heterotrófica.</i></p>	<p>Microrganismos nitrificantes são estritamente aeróbios. Caso o oxigênio não seja suficiente para atender aos requisitos da biomassa heterotrófica e nitrificante a taxa de remoção de amônia decresce em função da competição por oxigênio, predominantemente capturado pela biomassa heterotrófica nas porções externas do biofilme.</p> <p>A baixa disponibilidade de OD exerce maior efeito inibitório sobre as oxidadoras de nitrito do que sobre as oxidadoras de amônia, podendo resultar em acúmulo de nitrito no sistema.</p>
<p>Temperatura Temperatura ótima para nitrificação: 28-36 °C (cultura pura). <i>Taxas de crescimento específico (μ) variam em função da temperatura. A avaliação dos efeitos da temperatura no tratamento de esgotos apresenta complexidade em virtude de outros fatores intervenientes.</i></p>	<p>O metabolismo microbiano e a taxa de remoção de amônia podem diminuir em ambientes com temperaturas abaixo de 10 °C. Os efeitos da temperatura podem variar em função da taxa de remoção de amônia: sistemas com elevadas taxas de nitrificação são mais afetados pela temperatura do que sistemas onde a taxa de nitrificação tende a ser menor. Fatores como disponibilidade de oxigênio, predadores, cargas orgânicas podem obscurecer a avaliação do efeito da temperatura em sistemas de tratamento de esgotos.</p>
<p>Concentrações de matéria orgânica solúvel e particulada</p>	<p><i>Matéria orgânica solúvel:</i> intensifica o crescimento de microrganismos heterotróficos elevando espessura do biofilme, o que dificulta a transferência de substrato (N-amoniaco) e oxigênio para porções internas do biofilme.</p> <p><i>Matéria orgânica particulada:</i> uma vez depositada na superfície do biofilme pode dificultar a transferência de oxigênio e de substratos solúveis. Posteriormente, a hidrólise do material possibilita a sua absorção favorecendo o incremento da biomassa heterotrófica.</p>
<p>Relação DBO/NTK <i>DBO:NTK = 25: pouca disponibilidade de formas reduzidas de nitrogênio para nitrificação.</i> <i>DBO:NTK = 5 – 10: pode ser favorável ao processo de nitrificação, a depender das condições operacionais impostas.</i></p>	<p>Maiores relações DBO/NTK favorecem a predominância da biomassa heterotrófica no biofilme em virtude da maior taxa de crescimento específico e fluxo de síntese observado para esses microrganismos. Adicionalmente, a síntese da biomassa heterotrófica diminui a concentração de formas reduzidas de nitrogênio como a amônia.</p> <p>O incremento da predominância de microrganismos heterotróficos dificulta a transferência de substrato (N-amoniaco e O₂) não condescendendo a coexistência de microrganismos nitrificantes e heterotróficos no biofilme para elevadas relações DBO/NTK.</p>
<p>pH e alcalinidade pH ótimo para nitrificação em biofilmes: 7,5 – 8,5. Alcalinidade residual mínima recomendada para nitrificação em sistemas com biofilmes: 50 mg.L⁻¹</p>	<p>pH: a taxa de nitrificação declina substancialmente para valores abaixo de 6,8. Adicionalmente, baixos valores de pH podem ocasionar a formação de HNO₃ (inibidor da etapa de nitrificação) e aumento da concentração de íons de hidrogênio H⁺ (tóxico para nitrificantes).</p> <p>Alcalinidade: escassez de alcalinidade carbonato no sistema impede a síntese de microrganismos nitrificantes por déficit de carbono inorgânico. Adicionalmente, a manutenção do pH em faixas adequadas para ocorrência de nitrificação pode ser comprometida.</p>
<p>Compostos orgânicos e inorgânicos Sulfetos: 0,5 mg.L⁻¹ Metais pesados: <i>variável</i> N-amoniaco: 20mg.L⁻¹</p>	<p>Nitrificantes são sensíveis a vários compostos inorgânicos e orgânicos. Na presença de tais compostos as taxas de nitrificação tendem a diminuir. Concentrações de N-amoniaco acima de 20 mg.L⁻¹ podem iniciar a inibição de microrganismos oxidadores de nitrito.</p>

Fontes: Sharma e Ahlert (1977), Barnes e Bliss (1986), Parker e Richards (1986), Parker *et al.* (1990), Figueroa e Silverstein (1992), EPA (1993), Aesoy *et al.* (1998), Satoh *et al.* (2000), Wef (2000), Rittmann e McCarty (2001), Biesterfeld *et al.* (2003), Metcalf e Eddy (2003), Gray (2004) e Chuang *et al.* (2007), *apud* Almeida (2007).

A equação completa de oxidação da amônia a nitrato, incluindo a síntese celular, é dada por:



Tomando por base as equações 3.13, 3.14 e 3.15, pode-se concluir (KADLEC; WALLACE, 2008; von SPERLING, 1997):

- O consumo teórico de oxigênio para nitrificação é cerca de 3,43 g O₂/g NH₃-N oxidado e, para nitratação, 1,14 g O₂/g NH₃-N oxidado, totalizando **4,57 g O₂/g NH₃-N oxidado** quando se desconsidera a síntese celular (equações 3.13 e 3.14 – peso molecular de 3 moles de O₂ é igual a 96 e de dois moles de N é igual a 14) e de **4,3 g O₂/g NH₃-N oxidado** quando a síntese é considerada (equação 3.15).
- Há tendência de redução do pH em virtude da produção de íons de hidrogênio, entretanto há elevado consumo de alcalinidade do meio para neutralizar os íons de hidrogênio produzidos pela nitrificação. O consumo teórico de alcalinidade é de **7,1 g CaCO₃/g NH₃-N** (2 moles de íons de hidrogênio são liberados para cada mol de nitrogênio amoniacal consumido, conforme indica a equação 3.15).

Os requisitos de O₂ e de alcalinidade foram obtidos usando o peso molecular do nitrogênio. Nas equações 3.13, 3.14 e 3.15 o NH₄⁺ representa o nitrogênio na forma de íon amônio, o NO₂⁻ representa o nitrogênio na forma de nitrito e o NO₃⁻, representa o nitrogênio na forma de nitrato.

Em sistemas naturais, Bothe *et al* (2000), *apud* Kadlec e Wallace (2008) sugerem que a nitrificação envolva duas fases catalizadas por enzimas:

- *primeira fase*: oxidação da amônia, mediada pela enzima amônia monoxigenase, com a formação de um composto químico intermediário, a hidroxilamina (NH₂OH).
- *segunda fase*: oxidação da hidroxilamina, pela enzima hidroxilamina oxidoreductase, sendo que um dos átomos de oxigênio no nitrito derivariam do O₂ e o outro da água.

amônia monoxigenase



hidroxilamina oxidoreductase



O requisito de oxigênio para oxidação da amônia a nitrito, considerando-se as equações 3.16 e 3.17 é de **1,14 g O₂/g NH₃-N oxidado**, muito inferior ao encontrado anteriormente, de **3,43 g O₂/g NH₃-N oxidado** (KADLEC; WALLACE, 2008).

O valor de **4,3 g O₂/g NH₃-N oxidado** tem sido adotado em muitas publicações que tratam de WC, como um meio de inferir a quantidade máxima de oxigênio transferido na água, como Platzer (1999) e Cooper (2001). Embora este valor de **4,3** não pareça ser aplicável em muitos casos de WC (TANNER; KADLEC, 2002, *apud* KADLEC; WALLACE, 2008), os caminhos alternativos que levam à significativa redução dos requisitos de oxigênio para oxidação de amônia não foram ainda muito bem compreendidos e precisam ser mais e melhor investigados para o sistema de *wetland*, tanto naturais como construídos (KADLEC; WALLACE, 2008).

A presença de O₂ é fundamental, uma vez que é um substrato limitante tanto das heterotróficas quanto das nitrificantes. As heterotróficas, cujo crescimento específico é bem superior, competem com sucesso pelo O₂ e pelo espaço (VON SPERLING, 2005). Desta forma, a remoção de DBO tende a ocorrer antes (e em taxas superiores) da redução da concentração da amônia por nitrificação.

3.1.6.4.2 Remoção de nitrogênio nos FVP-AP

Nos FVP-AP, o principal mecanismo de redução das concentrações do nitrogênio é a nitrificação da amônia. Como a taxa de reprodução das nitrificantes é lenta (mais lenta do que a das heterotróficas responsáveis pela degradação da matéria orgânica), von Sperling (2005) ressalta a importância de garantir o crescimento destas bactérias e sua permanência nos sistemas (tempo de retenção celular elevado), para que estas possam ter tempo suficiente para atuar na conversão da amônia a nitrato.

Nos FVP-AP este aspecto pode assumir importância ainda maior, tendo em vista que estes sistemas podem apresentar tempos de detenção hidráulica muito baixos, o que poderia levar à saída das nitrificantes com o efluente antes que pudessem atuar na transformação da amônia a nitrato. Entretanto, graças à habilidade destas bactérias de crescerem aderidas ao meio suporte, o tempo de retenção celular é elevado e a nitrificação é otimizada pelas condições ambientais e operacionais às quais estes sistemas são submetidos (elevados períodos de repouso) nestes sistemas.

Com base na informação disponível, FVP-AP são bastante eficientes na oxidação de nitrogênio orgânico e amoniacal, sendo função da carga e do regime operacional (períodos de

aplicação e descanso). Johns *et al.* (1998) e Austin *et al.* (2006), *apud* Kadlec e Wallace (2008) afirmam que a remoção parece depender também da CTC (capacidade de troca de cátions) dos materiais que compõem o meio filtrante, que tem um papel importante na retenção do amônio.

Nos FVP-AP, o nitrogênio orgânico e o amoniacal são transformados às formas oxidadas de nitrogênio (nitrito e nitrato), e isto pode resultar em baixa remoção do nitrogênio total, embora as formas químicas em que o nitrogênio se encontra no efluente sejam muito diferentes das encontradas no esgoto bruto.

A Tabela 3.14, confeccionada por Kadlec e Wallace (2008), apresenta os limites demandados de oxigênio (em unidade de carga por unidade de área – $\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$ de O), resultantes de diferentes equações estequiométricas.

Tabela 3.14 – Utilização de oxigênio em FVP-AP como função da estequiometria assumida de redução de DBO e amônia

Percentil	Carga de DBO removida ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$ de O)	Carga de N-amoniacal <i>I</i> removida ¹ ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$ de N)	Carga de N-amoniacal <i>E</i> removida ¹ ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$ de N)	Máximo ² O utilizado ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$ de O)	Valor intermediário ² O utilizado ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$ de O)	Mínimo ² O utilizado ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$ de O)
0,05	2,4	-0,2	0,1	14,2	7,6	1,0
0,1	2,6	-0,1	0,2	19,5	10,4	1,4
0,2	3,6	0,2	0,6	20,7	11,5	2,0
0,3	6,5	0,3	0,8	22,6	12,4	2,3
0,4	8,4	0,4	1,0	22,9	12,6	2,6
0,5	9,4	0,5	1,3	24,7	13,4	3,5
0,6	10,4	0,6	1,9	29,3	14,7	4,1
0,7	11,3	0,6	2,0	30,7	16,5	5,1
0,8	12,7	0,8	2,7	39,9	20,0	9,1
0,9	17,7	1,3	8,4	51,2	21,9	14,1
0,95	19,5	1,8	10,1	55,6	27,4	16,8

Notas: as informações foram obtidas a partir de 34 anos de dados de 22 FVP-AP. Foi considerada a remoção de DBO por processos aeróbios e anaeróbios.

¹ Ambas cargas internas (*I*) e externas (*E*) de amônia foram consideradas. A rota da Anammox requer metade do oxigênio necessário à conversão da amônia a nitrito, que é de 3,43 gramas de O por grama de N.

² Quantidade máxima assumida: 1,5 grama de O por grama de DBO e 4,6 gramas de O por grama de $\text{NH}_4^+ - \text{N}$.

Quantidade intermediária assumida: 1,0 grama de O por grama de DBO e 1,7 grama de O por grama de $\text{NH}_4^+ - \text{N}$.

Quantidade mínima assume: 0,0 grama de O por grama de DBO e 1,7 grama de O por grama de $\text{NH}_4^+ - \text{N}$.

Kadlec e Wallace (2008) afirmam que a remoção de nitrato tem sido recentemente discutida na literatura de *wetlands*, apresentando algumas discordâncias. Segundo a USEPA (1999), afirmar que o FVP-AP remove quantidades significativas de nitrogênio é um equívoco, uma vez que apenas a amônia é removida do esgoto por nitrificação, e embora haja assimilação de nitrato pela vegetação, este é, ainda, usualmente encontrado em quantidades consideráveis no

efluente final. Crites e Tchobanoglous (1998) e Crites *et al.* (2006) argumentam que quando o nitrogênio está presente na forma de nitrato (como nos efluentes de FVP-AP), a remoção de nitrogênio pode ocorrer de maneira rápida e completa (dentro de pouco tempo) em uma etapa posterior destinada à desnitrificação.

A elevada concentração de nitrato no efluente do SF indica um elevado potencial para o seu aproveitamento na fertirrigação (o nitrogênio se encontra prontamente na forma mais facilmente assimilável pela maioria das plantas), feita de maneira controlada e consciente. Destacam-se a importância de evitar a lixiviação do nitrato e a contaminação das águas subterrâneas, bem como seu aporte para as águas superficiais (por meio do escoamento superficial), potenciais fontes de abastecimento público, evitando-se assim eventuais comprometimentos graves à saúde pública.

De qualquer forma, reitera-se que a redução das concentrações de nitrogênio orgânico e amoniacal pela nitrificação representa um grande avanço em relação aos efluentes não nitrificados, comumente gerados pelos sistemas simplificados existentes na atualidade. Importante lembrar também, que quando o destino final deste efluente nitrificado for o corpo d'água (prática bastante usual), o seu lançamento resultará na melhoria da qualidade de suas águas, por não implicar na redução de oxigênio do meio pela demanda nitrogenada e pela redução das concentrações de amônia livre, diretamente tóxicas aos peixes.

3.2 Caracterização do comportamento hidrodinâmico

3.2.1 Avaliação hidrodinâmica de reatores

Para o dimensionamento de um sistema de tratamento de esgotos é fundamental o conhecimento do *modelo cinético* de degradação dos poluentes e do *modelo de escoamento* da fase líquida. A combinação desses modelos permite obter equações descritivas do seu funcionamento e estimar as concentrações de saída dos poluentes.

Assim, a maneira como o fluido escoar em seu interior, descrita pelos modelos de escoamentos, interfere diretamente no seu desempenho e na concentração de saída dos diversos poluentes.

Há dois modelos ideais de escoamento: o escoamento de *mistura perfeita* e o *escoamento pistonado*. Os escoamentos que se comportam de maneira diferente destes dois modelos idealizados de fluxo, comumente observados em sistemas reais, são considerados não ideais.

As principais causas para ocorrência dos desvios dos modelos idealizados de escoamento são (von SPERLING, 1996; LEVENSPIEL, 2000; TCHOBANOGLOUS, 2003):

- *Escoamento preferencial*: grandes percentuais do volume do fluido escoam em tempo menor que outros;
- *Curtocircuito*: elementos do fluido escoam sem percorrer todo o seu interior, fazendo com que o tempo de residência real seja inferior ao teórico. Pode ocorrer em virtude da estratificação pela diferença de densidade, por exemplo, formando regiões que não se misturam completamente.
- *Zonas Mortas*: correspondem a regiões isoladas ou inacessíveis, como cantos de tanques, abaixo de vertedores e no lado interno de curvas. O efeito é similar ao dos curtos-circuitos (redução no tempo de residência), mas a causa está relacionada às características físicas do sistema.
- *Reciclo*: parcelas do fluido são recirculadas para a entrada ou para o seu interior; e
- *Retromistura*: parcelas do fluido apresentam movimento na direção contrária ao fluxo principal.

No estado estacionário, por exemplo, um reator de mistura completa é menos eficiente do que o de escoamento pistonado para remoção de substâncias biodegradáveis que apresentem cinéticas de remoção de primeira ordem ou superiores (von SPERLING, 1996). Assim, desconsiderar o comportamento hidráulico do reator pode resultar na elaboração de projetos subdimensionados, com a saída de elevadas concentrações de poluentes no efluente final, podendo comprometer a qualidade dos recursos hídricos ou os usos a ele destinados.

O uso de traçadores tem sido o principal método adotado por engenheiros e cientistas para obtenção de informações acerca dos processos hidráulicos que atuam no interior das *wetlands*, permitindo o acompanhamento do movimento da água em seu interior (KADLEC; WALLACE, 2008). Sasaki (2005) destaca a importância dos traçadores para obtenção de modelos matemáticos que representem o escoamento de reatores reais. Além disto, os traçadores servem de suporte para a modelagem e cálculo da remoção de contaminantes, sendo possível a previsão da concentração efluente para os diversos tipos de poluentes.

Algumas importantes características a serem observadas na escolha de um traçador são (TEEFY, 1996; SASSAKI, 2005; KADLEC; WALLACE, 2008):

- ter um comportamento fluidodinâmico similar ao da substância que se pretende estudar;
- ser solúvel em água, não reagir com os poluentes ou os constituintes do sistema;
- possuir uma característica adicional que permita diferenciá-lo da substância que se pretende estudar, não devendo esta característica existir (se possível) no meio em que o traçador seja empregado (baixo *background*);
- possuir uma composição química que não seja tóxica aos seres vivos; e
- possibilitar a que o método de detecção e de medição do traçador seja fácil e de alta eficiência.

Vários tipos de traçadores vêm sendo utilizados para caracterizar o escoamento de sistemas de tratamento de esgotos, com destaque aos fluorescentes, radioativos e salinos (SASSAKI, 2005). O NaCl apresenta vantagens adicionais, como facilidade de aquisição (pode ser encontrado qualquer mercado) e baixo custo.

Os resultados dos testes com traçadores permitem a detecção dos desvios da idealidade, possibilitando uma melhor caracterização do modelo de escoamento vigente no sistema. Com estes resultados é possível determinar a distribuição dos tempos de detenção hidráulica em um sistema, sua eficiência volumétrica, dispersão e outros importantes parâmetros hidrodinâmicos, temas abordados a seguir.

3.2.2 Curva de Distribuição dos Tempos de Detenção (DTD)

Como já comentado, os escoamentos reais apresentam desvios em relação à idealidade, normalmente relacionados à existência de zonas mortas, recirculação interna, caminhos preferenciais para os diferentes elementos do fluido e dispersão axial.

A maioria das reações, fenômenos e processos de remoção que atuam nos FVP-AP ocorrem na medida em que o esgoto percola em seu interior e dependem, portanto, do tempo de contato entre o esgoto, meio suporte e microrganismos aderidos. Os desvios em relação à idealidade podem reduzir significativamente este tempo de contato, podendo prejudicar a eficiência do tratamento (KADLEC; WALLACE, 2008).

Os elementos do fluido percorrem diferentes caminhos no interior do sistema e seus tempos de residência são, portanto, diferentes. Esta variação pode ser representada por uma curva de distribuição dos tempos de saída destes elementos, denominada curva de Distribuição dos

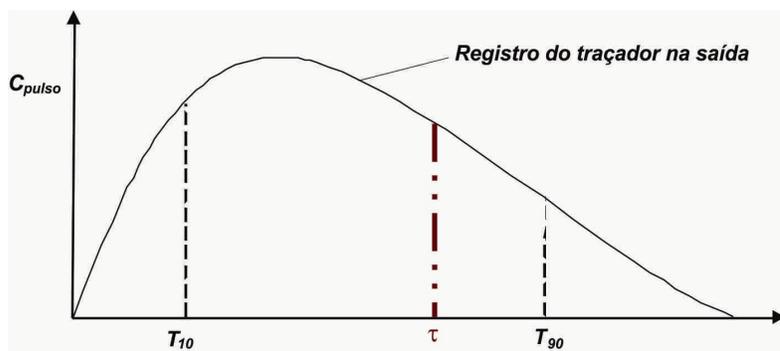
Tempos de Detenção (DTD) ou Distribuição dos Tempos de Retenção (DTR) ou $E(t)$ ou E (do inglês, *exit*), cuja unidade é tempo^{-1} .

A técnica experimental mais utilizada para determinação da curva de DTD é a de estímulo-resposta, que consiste em injetar um traçador de concentração conhecida na entrada do sistema (estímulo inicial), medir suas concentrações na saída (resposta) e os tempos gastos para que o traçador o deixe. A injeção é usualmente feita na forma de pulso, mas pode também ser feita de outras maneiras, como aleatória e degrau.

A metodologia apresentada para determinação da curva de DTD é válida para escoamento estacionário, sem reação e sem variação da densidade do fluido que escoar através do reator (LEVENSPIEL, 2000). Embora, a rigor, nos FVP-AP (incluindo os sistemas franceses) haja variação da vazão afluyente, devido à variação da carga hidráulica no reservatório de acumulação durante a aplicação do volume no filtro, esta variação é usualmente pequena, pois os volumes são aplicados durante intervalos de tempo muito curtos.

Função Pulso

A injeção do tipo pulso é obtida com a introdução instantânea do traçador no fluido que entra no reator e foi escolhida por sua maior simplicidade e por permitir a avaliação do comportamento hidráulico do sistema. Denominou-se C_{pulso} a curva de variação da *carga* do traçador ao longo do tempo obtido na saída.



* T_{10} e T_{90} – tempos nos quais, respectivamente, 10 e 90% do traçador passou pelo sistema.

Figura 3.13 – Curva de variação da carga do traçador na saída (C_{pulso}).

Fonte: adaptado de Levenspiel (2000).

Nota: “ C_{pulso} ” é a denominação usada por Levenspiel (2000) para representar a curva de variação da *concentração* do traçador na saída de um reator, que trabalha em regime estacionário, sem variação da vazão na saída. Nesta tese, a designação C_{pulso} foi utilizada para representar a *carga* do traçador ao longo do tempo. Nos sistemas de FVP-AP, a variação da vazão na saída é bastante significativa e não deve ser desconsiderada.

A área sob a curva C_{pulso} (Figura 3.13) é dada pela equação 3.18. O intervalo de tempo de amostragem é representado por Δt_i e a carga de determinada fração do traçador por $C_i.Q_i$.

$$A = \int_0^{\infty} C(t).Q(t) dt \cong \sum C_i.Q_i.\Delta t_i = \text{Massa} \quad (3.18)$$

A média da curva C_{pulso} fornece o tempo de residência médio do traçador, assumido ser o tempo médio de detenção real (τ), obtido pelas equações 3.19 ou 3.20, para dados contínuos ou discretos, respectivamente:

$$\bar{t} = \tau = \frac{\int_0^{\infty} t.C.Q dt}{\int_0^{\infty} C.Q dt} \quad \text{para dados contínuos} \quad (3.19)$$

$$\bar{t} = \tau \cong \frac{\sum_i t_i.C_i.Q_i.\Delta t_i}{\sum_i C_i.Q_i.\Delta t_i} \quad \text{para dados discretos} \quad (3.20)$$

O espalhamento da distribuição é representado pela variância (σ^2), que caracteriza a dispersão da curva resposta do traçador em relação à média da distribuição (τ). A variância pode ser calculada pelas equações 3.21 ou 3.22 mostradas abaixo, para dados contínuos ou discretos, respectivamente:

$$\sigma^2 = \frac{\int_0^{\infty} (t - \tau)^2.C.Q dt}{\int_0^{\infty} C.Q dt} \quad \text{para dados contínuos} \quad (3.21)$$

$$\sigma^2 \cong \frac{\sum_i t_i^2.C_i.Q_i.\Delta t_i}{\sum_i C_i.Q_i.\Delta t_i} - \tau^2 \quad \text{para dados discretos} \quad (3.22)$$

Segundo Kadlec e Wallace (2008), a variância se deve à mistura da água durante a sua passagem, ou seja, à distribuição de velocidades de passagem da água, que pode ser lateral, longitudinal, vertical ou devido a diferentes fluxos paralelos de velocidade.

Dantas *et al.* (2000) destacam que a variância σ^2 representa o efeito de dispersão da distribuição. Se o valor da σ^2 é elevado, tem-se grande dispersão e desvio significativo da idealidade. Por outro lado, se o valor for pequeno, tem-se pouca dispersão e pequeno desvio da idealidade.

É conveniente representar $E(t)$ na forma normalizada, de modo que a área sob a curva seja igual à unidade, permitindo a comparação entre sistemas operando sob diferentes condições. Para se obter a curva $E(t)$ a partir da curva C_{pulso} , as leituras de cargas devem ser divididas pela área encontrada por meio da equação 3.18, conforme ilustra a Figura 3.14 (LEVENSPIEL, 2000).

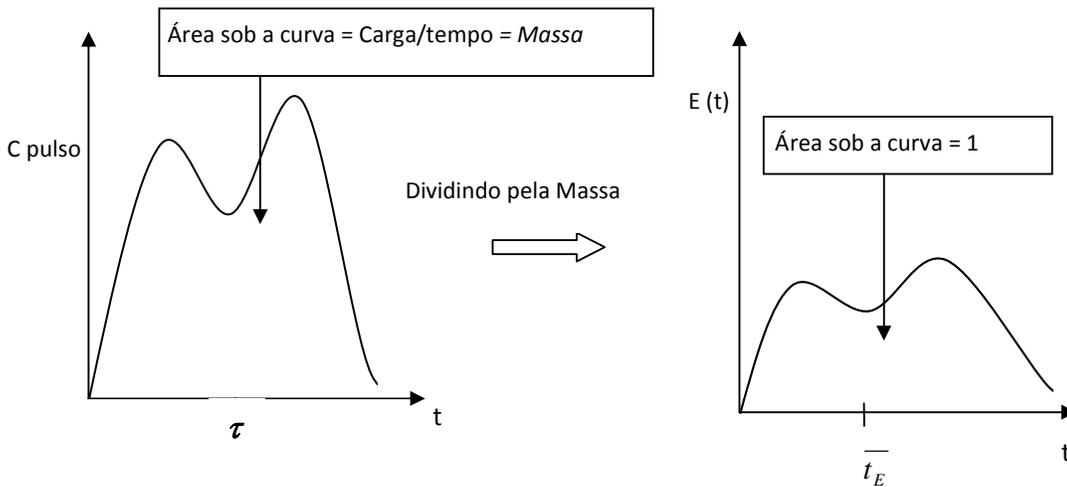


Figura 3.14 – Transformação de uma curva experimental C_{pulso} em uma curva $E(t)$.

Fonte: adaptado de Levenspiel (2000).

Levenspiel (2000) destaca que a relação entre as curvas C_{pulso} e E somente se mantém de forma exata para a condição de contorno de vaso fechado. Esta condição pressupõe que o fluido deve entrar e sair do reator apenas uma única vez, não existindo escoamento, difusão ou redemoinhos ascendentes na entrada ou na sua saída.

Segundo Kadlec e Wallace (2008), em um contexto mais amplo, a curva $E(t)$ é a Função Densidade de Probabilidade (FDP) dos tempos de residência.

Uma FDP $f_X(X)$ é uma função *não negativa*, em que X corresponde a uma variável aleatória do tipo *contínua* (pode assumir qualquer valor real) e representa o caso limite de um polígono de frequências para uma amostra de tamanho infinito e, portanto, com as larguras dos intervalos de classe tendendo a zero. A área entre dois limites a e b no eixo dos argumentos da

variável aleatória fornece a probabilidade de X estar compreendida neste intervalo (Figura 3.15), sendo válida a equação 3.23 (NAGUETTINI; ANDRADE PINTO, 2007):

$$P(a < X \leq b) = \int_a^b f_X(x) dx \quad (3.23)$$

A FDP deve ser uma função não negativa, cujo resultado da sua integração ao longo de todo o domínio de variação de X (variável aleatória contínua) deve ser igual a 1, premissas satisfeitas no caso de $E(t)$.

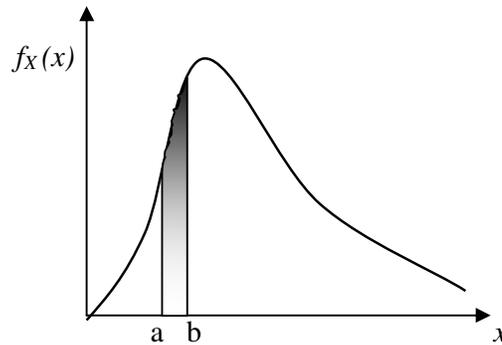


Figura 3.15 – Função densidade de probabilidade de uma variável aleatória.

Fonte: adaptado de Naguettini e Andrade Pinto (2007).

A representação da curva E na forma normalizada é apresentada na equação 3.24, que remete à definição de uma FDP.

$$\int_0^{\infty} E(t) dt = 1 \quad (3.24)$$

A fração de material com idade superior a t_1 , indicada na Figura 3.16, é dada por:

$$\int_{t_1}^{\infty} E(t) dt = 1 - \int_0^{t_1} E(t) dt \quad (3.25)$$

A fração com idade inferior a t_1 , denominada curva $F(t)$ é definida como função soma ou função acumulativa do tempo de residência e corresponde à fração de fluido que permanece dentro do sistema por um período menor ou igual a t_1 . Assim, o percentual de traçador aplicado que deixa o reator até o tempo t_1 pode ser obtido por meio da curva $F(t)$, conforme equação 3.26 (LEVENSPIEL, 2000).

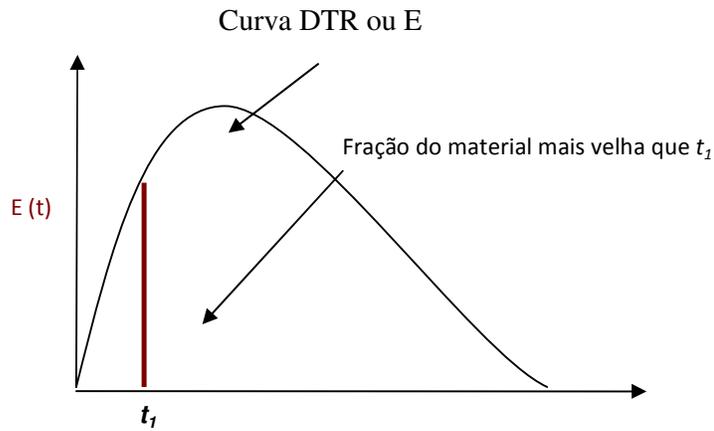


Figura 3.16 – Curva de Distribuição dos Tempos de Residência (DTR) ou curva E.

Fonte: adaptado de Levenspiel (2000).

$$F(t) = \int_0^t E(t) dt \cong \sum E(t)\Delta t \quad (3.26)$$

Como mencionado anteriormente, Kadlec e Wallace (2008) consideram a curva E uma FDP dos tempos de detenção de uma wetland. Por analogia, poder-se-ia considerar que a $F(t)$ corresponde à FAP (Função Acumulada de Probabilidades) dos tempos de residência de uma wetland.

Segundo Naguettini e Andrade Pinto (2007), uma FAP $F_X(x)$ é uma função não decrescente (Figura 3.17), que fornece a probabilidade de não superação do argumento x , ou seja, $P(X \leq x)$ ou $P(X < x)$. Para uma FAP são válidas as seguintes expressões $F_X(-\infty) = 0$ e $F_X(+\infty) = 1$.

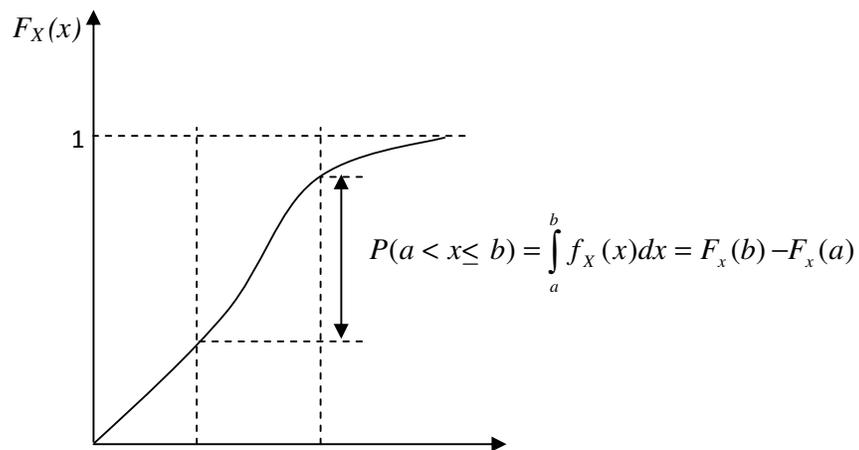


Figura 3.17 – Função acumulada de probabilidade de uma variável aleatória.

Fonte: adaptado de Naguettini e Andrade Pinto (2007).

Outra forma de expressão da DTD, também adimensional, é a curva denominada E_θ , utilizada nos modelos matemáticos teóricos de escoamento. Neste caso o tempo é representado em função do tempo médio de residência, de maneira a obter-se a variável tempo adimensional θ ($\theta = t/\tau$). Para transformar a curva E em E_θ , basta multiplicar E por τ , conforme ilustra a Figura 3.18.

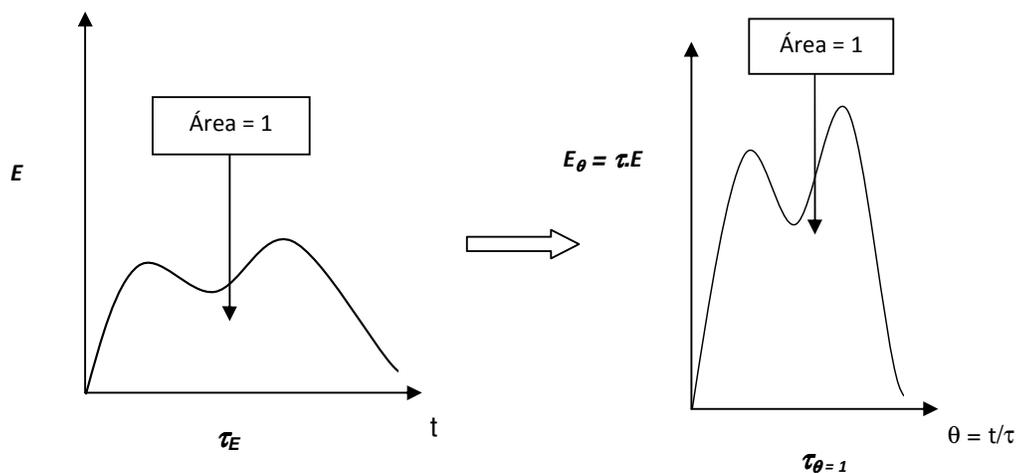


Figura 3.18 – Transformação de uma curva E em uma curva E_θ .

Fonte: adaptado de Levenspiel (2000).

3.2.3 Parâmetros de avaliação de desempenho hidráulico

Alguns termos importantes adotados para a avaliação do desempenho hidráulico de sistemas de tratamento de efluentes líquidos, obtidos a partir da curva C_{pulso} são (METCALF; EDDY, 2003):

- TDH: tempo de detenção hidráulica nominal (volume total.porosidade/vazão);
- T_i : tempo no qual o traçador começa a aparecer;
- T_p : tempo no qual a concentração de pico do traçador é registrada;
- τ : tempo médio de detenção hidráulica, obtido por meio dos testes com traçador;
- T_{10} : tempo no qual 10% do traçador passou pelo sistema; e
- T_{90} : tempo no qual 90% do traçador passou pelo sistema.

Os termos listados anteriormente são utilizados na composição de alguns índices, utilizados para a avaliação do desempenho hidráulico do sistema, cujas definições e interpretações são resumidas na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Parâmetros de avaliação do desempenho hidráulico do sistema

Índice	Definição	Interpretação
Índice de Dispersão de Morril	$IDM = T_{90}/T_{10}$	Deve ser 1 para sistema pistonado ideal (MORRILL, 1932 <i>apud</i> Assirati, 2005) e por volta de 21,9 para sistema de mistura completa (USEPA, 1986 <i>apud</i> Assirati, 2005)
Índice de Curto Circuito	$ICC = T_i/T_{DH}$	Para sistema com comportamento pistonado ideal, a razão é 1 e aproximadamente 0 para sistema com comportamento de mistura completa.
Índice de Tempo Modal de Retenção	$ITMR = T_p/T_{DH}$	A relação se aproximará de 1 para comportamento pistonado e de 0 para comportamento de mistura completa. O valor da razão maior ou menor que 1 indica que a distribuição não está uniforme.
Índice do Tempo de Retenção Médio ou Eficiência volumétrica	$ITRM = e_v = \tau/T_{DH}$	O valor 1 indica que foi feito uso integral do volume do sistema. O valor da razão maior ou menor que 1 indica a existência de curtos circuitos e zonas mortas.

Fonte: Metcalf e Eddy (2003).

Morrill (1932), *apud* Assirati (2005), considera que a razão entre os tempos nos quais 90% e 10% do traçador passam pela saída ($T_{90}/T_{10} = IDM$) é uma medida importante e caracteriza a dispersão. Os percentis 10 e 90 podem ser facilmente obtidos por meio da curva cumulativa de distribuição dos tempos de residência, $F(t)$.

Em virtude da relevância e ampla utilização da eficiência volumétrica (e_v ou ITRM) para avaliação do comportamento hidráulico dos sistemas de *wetland*, este índice é melhor explicado e caracterizado no item a seguir.

Eficiência volumétrica

Nem todo o volume nominal da *wetland* participa efetivamente do escoamento, que ocorre somente nos espaços vazios, fazendo com que o tempo de detenção real seja inferior ao tempo de detenção nominal.

Segundo Kadlec e Wallace (2008), parte do volume do filtro é ocupado pelo próprio meio filtrante, parte é obstruído pela biomassa submersa, algumas regiões podem ser definidas como zonas mortas (sem fluxo ativo) e outras não existem devido a incertezas relacionadas aos valores das suas reais dimensões, muitas vezes diferentes dos valores originalmente projetados.

A eficiência volumétrica (e_v) corresponde à relação entre o volume ativo (que participa efetivamente do escoamento) e o volume nominal, refletindo o real aproveitamento do volume da *wetland* do ponto de vista do escoamento do fluido (equação 3.27). Diversos trabalhos

desconsideram esta análise, podendo resultar na formulação de modelos de sistemas que não alcançarão a eficiência esperada (KADLEC; WALLACE, 2008).

$$e_v = \eta \cdot \varepsilon \cdot \frac{h}{h_{\text{nominal}}} \quad (3.27)$$

em que η = porosidade do meio (adimensional); ε = eficiência na utilização da área (adimensional); h = profundidade real da unidade (m) e h_{nominal} : profundidade nominal (m).

O volume nominal na Equação 3.27 considera a porosidade do meio η . Para fins de comparação com outros sistemas, algumas vezes o volume é considerado igual ao volume nominal da unidade, sem considerar a porosidade η (KADLEC; WALLACE, 2008)

O coeficiente ε (*gross areal efficiency*) é definido pela relação entre a área ativa (que participa do fluxo ativo) e a área nominal.

A e_v pode também ser obtida em função do tempo de detenção hidráulica, conforme equação 3.28, que é igual à utilizada para obtenção do índice ITRM, já apresentada na Tabela 3.15:

$$e_v = \tau / TDH \quad (3.28)$$

A seguir é apresentada breve discussão a respeito dos principais fatores que explicam o fato da e_v ser diferente de um reator de tratamento de esgotos, como o FVP-AP:

1) *Presença do meio suporte*

Parte do volume do filtro é ocupado pelo próprio meio suporte, cuja porosidade η (volume de vazios/volume total) pode variar significativamente. A Tabela 3.16 apresenta as porosidades típicas para alguns materiais (TODD, 1959). Nota-se que a mistura de materiais tende a ter porosidades menores. Quando há partículas com diferentes tamanhos, o que caracteriza um sistema polidisperso, mais preenchido, as partículas menores tendem a ocupar os vazios formados entre as partículas de maior dimensão, levando à redução da porosidade total (LOUREIRO, 2006).

Tabela 3.16 – Porosidades típicas para diferentes tipos de materiais

Sedimento Não Consolidado	Porosidade (%)
Argila	45-55
Silte	40-50
Areia uniforme	30-40
Cascalho	30-40
Mistura de areia e cascalho	30-35
Mistura de areias (fina a média)	30-35

Fonte: Todd (1959).

O arranjo espacial das partículas no filtro, relacionado à maneira com que estas estão dispostas no meio (empacotadas, empilhadas), também afeta significativamente o valor da η . A Tabela 3.17 apresenta as porosidades para diferentes arranjos de esferas uniformes, ilustrando como um mesmo material pode apresentar porosidades significativamente diferentes em função apenas da maneira como é colocado no meio.

Tabela 3.17 – Porosidades para diferentes arranjos

Tipo de Arranjo Espacial	Valor da Porosidade (%)
Cúbico simples ^{*1}	47,64
Cúbico tetraédrico	39,54
Biesfenóide tetragonal	30,19
Piramidal	25,95
Tetraédrico	25,95

^{*1} Neste tipo de arranjo cada esfera se encontra exatamente em cima da outra.

Fonte: Deresiewicz (1958), *apud* Hillel (1980).

2) Presença de zonas mortas

Nem todos os poros estão conectados entre si, participando efetivamente do escoamento do líquido. Pode haver zonas mortas, caracterizadas por regiões isoladas ou inacessíveis, onde o fluido nelas aprisionado não interage com as regiões ativas. Sendo assim, parte da porosidade não contribui para o escoamento do fluido. A porosidade efetiva compreende a porosidade que realmente contribui para o escoamento de um fluido.

O coeficiente ε (*gross areal efficiency*) definido anteriormente para o cálculo da e_v se deve à presença destas áreas não aproveitadas do ponto de vista do escoamento e que fazem com que a área ativa (que participa do escoamento) seja inferior à área da *wetland* (área nominal) (KADLEC; WALLACE, 2008).

3) *Caule, raiz e resíduos das plantas*

Parte do volume é ocupado pelas plantas (raízes, caules) e seus resíduos que se depositam ao longo do tempo. É difícil mensurar a porosidade causada pela presença destes materiais, devido à heterogeneidade espacial. Alguns autores encontraram o valor de 0,95 para porosidade de alguns tipos de plantas: gênero *tipha* (KADLEC, 1998), vegetação aquática submersa (CHIMNEY (2000), *apud* KADLEC; WALLACE, 2008) e comunidade emergente (LAGRACE *et al*, 2000, *apud* USEPA 1999).

4) *Água adesiva*

A água adesiva corresponde à água aderida à superfície das partículas sólidas por meio da influência das forças moleculares de atração, formando uma camada adsorvida às partículas do meio. Do ponto de vista do escoamento, pode ser considerada como parte do sólido. (LOUREIRO, 2006).

Estas forças de atração diminuem com a distância da molécula de água às paredes das partículas. A primeira camada adsorvida, com espessura de algumas dezenas de moléculas de água (cerca de 0,1 μm), está fortemente adsorvida e imobilizada. Entre 0,1 a 0,5 μm , há uma zona de transição, contendo moléculas de água ainda sob forças de atração significativas. Somente quando a distância é superior a cerca de 0,5 μm , é que as forças de atração são desprezíveis e a água pode escoar naturalmente, devido à ação da força de gravidade ou gradientes de pressão. O valor limite de 0,5 μm é apenas um valor de referência, sendo que o limite real pode variar de um meio para o outro.

Este fenômeno de adsorção de moléculas de água e íons está relacionado à área superficial (específica) do meio e ocorre com muita intensidade em meios argilosos, reduzindo a possibilidade de circulação (movimento) da água e íons.

Em uma escala molecular, pode haver uma troca contínua de moléculas de uma fase para outra, devido ao movimento Browniano: por exemplo, uma molécula em movimento pode tornar-se imobilizada durante seu percurso, enquanto outra originalmente imóvel pode ser colocada em movimento (HILLEL, 1980).

5) *Poros não conectados e poros sem saída*

Parte dos poros não está inteiramente conectado, devido à existência de bolhas que se encontram espalhadas no líquido, sem ligação. Estas bolhas podem, ainda, formar pequenas e

estreitas passagens, immobilizando parte do líquido, que fica impedido de circular livremente (água funicular ou gravitacional). Na Figura 3.19 este fenômeno é ilustrado.

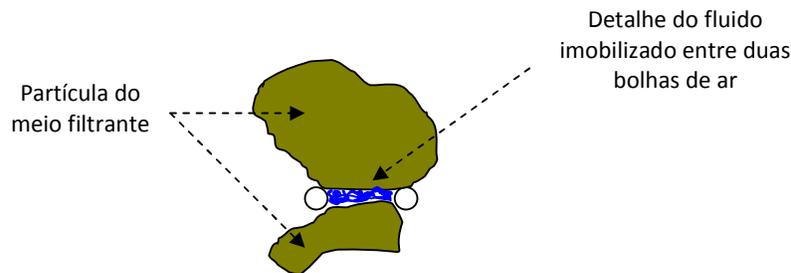


Figura 3.19 – Ilustração do fenômeno de água *funicular* ou *gravitacional*.

Fonte: adaptado de Hillel (1980).

Em virtude do formato dos espaços vazios, a água pode, ainda, ficar retida em poros sem saída (*dead-end pores*) ou locais com fluido estagnado em bolsões (*stagnant pockets*) (COATS; SMITH, 1964, *apud* HILLEL, 1980), onde fica praticamente imóvel, conforme ilustra a Figura 3.20. A água circula apenas fora destas áreas, nos canais principais de escoamento.

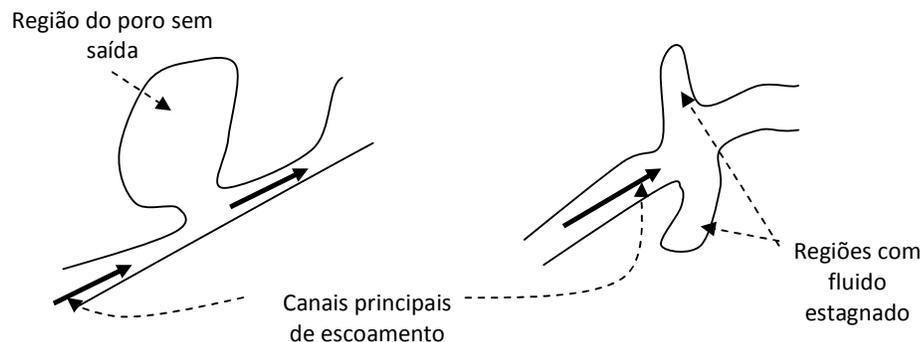


Figura 3.20 – Canais principais de escoamento e regiões com fluido estagnado nos poros.

Fonte: adaptado de Hillel (1980).

Além da e_v , Persson *et al.* (1999) destacam outro parâmetro utilizado para avaliação das condições hidrodinâmicas em *wetlands*, denominado *eficiência hidráulica* (λ):

$$\lambda = e_v \left(1 - \frac{1}{N} \right) = \left(\frac{\tau}{TDH} \right) \left(1 - \frac{\tau - Tp}{\tau} \right) = \frac{Tp}{TDH} \quad (3.29)$$

A equação 3.29 possui dois termos, ambos variando de 0 a 1. O primeiro termo e_v reflete o aproveitamento do volume utilizado e o segundo descreve a forma da curva $E(t)$, com o

parâmetro N (número de tanques em série) caracterizando o tipo de escoamento (igual a 1 para mistura completa e tendendo ao infinito para escoamento pistonado).

3.2.4 Modelos de representação dos escoamentos reais

3.2.4.1 Introdução aos modelos matemáticos de representação dos escoamentos reais

Os modelos são úteis para representar os escoamentos reais, para fazer o aumento de escala e para diagnosticar um escoamento ruim. Existem diferentes tipos de modelos, que dependem de quanto o escoamento se aproxima do escoamento pistonado, do escoamento com mistura perfeita ou de algum outro tipo intermediário entre estes dois modelos idealizados de escoamento (LEVENSPIEL, 2000).

Para o sistema de *wetlands*, numerosos estudos indicam que o escoamento não segue nenhum dos dois modelos hidráulicos idealizados de fluxo (mistura completa e fluxo em pistão), e sim um modelo que preveja a dispersão, como o de fluxo disperso e o de tanques em série.

Embora os modelos de dispersão (de grande e pequena intensidade) sejam utilizados para previsão do comportamento hidráulico de uma *wetland*, Kadlec e Wallace (2008) advertem que há dúvidas em relação à sua aplicabilidade, tendo em vista a elevada dispersão usualmente encontrada nestes sistemas. Quando o escoamento se distancia muito do pistonado, os modelos de dispersão não são apropriados para descrição do comportamento hidráulico de um reator.

A seguir são discutidos estes dois modelos (dispersão e tanques em série), que tratam, principalmente, de desvios pequenos do escoamento pistonado.

Modelo de Dispersão

Quando um traçador é adicionado na forma de pulso, observa-se seu espalhamento durante o escoamento através do meio, que em parte se deve à dispersão axial ou longitudinal.

A dispersão axial é causada principalmente pelo espalhamento das linhas de fluxo, devido à tortuosidade do meio, e pelo fato da água se mover mais rapidamente nos grandes poros e no centro de cada poro (LOUREIRO, 2006). Em um meio poroso, pode-se observar uma multiplicidade de caminhos, com declividades e rugosidades diferentes, presença de bifurcações e toda uma heterogeneidade espacial que determinam diferenças nas velocidades de escoamento e que podem facilitar ou dificultar este espalhamento.

O fenômeno de dispersão axial ou longitudinal pode ser descrito pela seguinte equação diferencial parcial:

$$\boxed{\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial X^2}} \quad (3.30)$$

O coeficiente de dispersão D ($m^2.s^{-1}$) representa este processo de espalhamento. Quando D é grande, significa que houve um rápido espalhamento da curva do traçador. Quando $D = 0$ significa espalhamento inexistente e, portanto, que o escoamento corresponde ao pistonado. (LEVENSPIEL, 2000).

O grupo adimensional (D/uL), conhecido por número de dispersão d , ou o número de Peclet axial Pe ($= 1/d$), também podem ser usados para caracterizar o espalhamento em virtude da dispersão. O parâmetro u corresponde à velocidade média de escoamento e L , ao comprimento do percurso longitudinal no reator.

A avaliação do grau de dispersão pode ser feita com base na Tabela 3.18 (METCALF; EDDY, 2003).

Tabela 3.18 – Avaliação do grau de dispersão

	Nenhuma	:	$d =$	0
Dispersão	Pequena	:	$d <$	0,05
	Moderada	:	$d =$	0,05 a 0,25
	Grande	:	$d >$	0,25

Para avaliação de d , a partir dos parâmetros das curvas do traçador, e do modelo de dispersão teórico que melhor representa o escoamento real, é necessário o conhecimento das condições na entrada e na saída, que afetam sobremaneira a curva resposta do traçador.

Levenspiel (2000) considera duas condições de contorno possíveis:

- *condições de contorno abertas*: o escoamento não é perturbado ao passar pelos contornos de entrada e saída; e
- *condições de contorno fechadas*: o escoamento é perturbado ao passar pelos contornos de entrada e saída, observando-se escoamento pistonado no lado de fora até os seus contornos.

Segundo Fogler (1992), as condições de contorno apropriadas para as *wetlands* são as condições de contorno *fechado-fechado* (entrada-saída), ou seja, o fluido deve entrar e sair do

reator apenas uma única vez, não existindo escoamento ou difusão ou redemoinhos ascendentes na entrada ou na sua saída.

Na Tabela 3.19 são apresentados os modelos matemáticos uniparamétricos de dispersão de grande intensidade (DGI) e dispersão de pequena intensidade (DPI), bem como as respectivas estimativas dos seus parâmetros, para as condições de contorno *fechado-fechado*:

Tabela 3.19 – Equações dos modelos teóricos de dispersão de grande intensidade (DGI) e dispersão de pequena intensidade (DPI)

Modelo	Parâmetro	Equação
DPI	$\sigma_{\theta}^2 = \frac{\sigma^2}{\tau^2} = 2\left(\frac{D}{uL}\right)$	$E_{\theta} = \frac{1}{\sqrt{4\pi(D/uL)}} \exp\left[-\frac{(1-\theta)^2}{4(D/uL)}\right]$
DGI	$\sigma_{\theta}^2 = \frac{\sigma^2}{\tau^2} = 2\left(\frac{D}{uL}\right) - 2\left(\frac{D}{uL}\right)^2 (1 - \exp^{-D/uL})$	Inexistente ^{*1}

^{*1} Não há expressão analítica para a curva E_{θ} , que pode ser obtida por meio de métodos numéricos.

Vale lembrar as ressalvas para aplicação dos modelos de dispersão apresentados na Tabela 3.19, para os casos em que uma dispersão elevada é observada. Levenspiel (1995) adverte que quando o escoamento se desvia muito do pistonado (número de dispersão elevado), o sistema real pode não obedecer à suposição do modelo, tornando-se questionável a sua aplicação. Levenspiel (2000) questiona a sua aplicação quando o número de dispersão é maior que 1 ($D/uL > 1$).

Modelo de Tanques em Série (TES)

Na Tabela 3.20 é apresentado o modelo de TES e a estimativa do valor de N a partir da variância.

Tabela 3.20 – Equações do modelo teórico de Tanques em Série (TES)

Modelo	Parâmetro	Equação
TES	$\sigma_{\theta}^2 = \frac{\sigma^2}{\tau^2} = \frac{1}{N}$	$E_{\theta} = N \frac{(N\theta)^{N-1}}{(N-1)!} \exp^{-N\theta}$

O modelo matemático de tanques em série simula o comportamento de N (número) tanques de mistura completa ideais, iguais, em série. A aplicação deste modelo é mais simples, mais flexível, não existindo problemas relacionados às condições de contorno, como ocorre para o modelo de dispersão.

A mistura completa indica que o conteúdo no interior do reator está agitado e uniforme, ou seja, a corrente de saída (efluente) tem a mesma composição que o fluido em seu interior (CARVALHO, 2008). Segundo von Sperling (1996), quando a série de tanques é composta por uma unidade apenas ($N = 1$), o sistema reproduz um reator de mistura completa único e quando N tende ao infinito, o escoamento tende ao pistonado (dispersão nula).

Para os modelos apresentados anteriormente (dispersão de grande intensidade e pequena intensidade), as características de mistura são verificadas por meio do número de dispersão d ($d = D/uL$). No modelo de mistura completa, estas características são verificadas pelo parâmetro N .

Vale lembrar que θ corresponde ao tempo adimensional, baseado no tempo médio de residência τ , assumido ser igual ao tempo médio obtido a partir da curva de recuperação do traçador C_{pulso} , já apresentada anteriormente.

Person *et al.* (1999) alertam para o fato dos resultados da média e variância feitos a partir da curva C_{pulso} poderem variar significativamente em função da escolha do ponto final de atuação do traçador. Este ponto é definido usualmente pelo seu limite de detecção ou por um critério pré-estabelecido para obter uma determinada recuperação mínima do traçador.

A fim de superar estas deficiências, algumas equações têm sido formuladas para obtenção da média e variância. Kadlec e Knight (1996) sugerem a seguinte equação simplificada para o cálculo de n :

$$n = \text{TDH}_{nominal} / (\text{TDH}_{nominal} - T_{pico}) \quad (3.31)$$

em que T_{pico} corresponde ao tempo no qual a concentração de pico do traçador é registrada na saída.

O modelo de TES representa bem o comportamento hidráulico de uma *wetland* e pode ser descrito por uma distribuição gama de tempos de detenção, de dois parâmetros, τ e N (KADLEC; WALLACE, 2008):

$$g(t) = \frac{N}{\tau \cdot \Gamma(N)} \frac{(N \cdot t)^{N-1}}{\tau} e^{(-N \cdot t / \tau)} \quad (3.32)$$

τ = tempo de detenção médio (d); $\Gamma(N)$ = função gama de N (para números inteiros = fatorial de $N-1$ (d^{-1}); t = tempo de detenção (d); N = número de tanques (adimensional)

Kadlec (2000) adverte que embora a cinética de mistura dos TES possa ser descrita por uma distribuição gama, o inverso não é necessariamente verdadeiro. Uma distribuição gama de tempos de detenção não implica na existência de mistura turbulenta (regime de mistura), podendo aparecer em sistemas totalmente não misturados.

Kadlec e Wallace (2008) sugerem que a equação 3.32 seja ajustada aos dados do traçador, por meio de processos iterativos de minimização de função de erro, tais como a ferramenta SOLVER do *Excel*, selecionando-se N e τ para minimizar a soma dos erros quadrados (SSQE) entre a função $g(t)$ e os dados do traçador.

Quando um traçador é adicionado em um sistema dosado intermitentemente, a curva resposta tem usualmente a forma de sino obtida para sistemas de vazão contínua, mas com uma ligeira deformação durante o curso de cada ciclo (SCHWAGER; BOLLER, 1997).

Embora existam pesquisas que tratam do comportamento hidráulico de sistemas alimentados de maneira intermitente, a grande maioria trata de sistemas de pós-tratamento, utilizando areia como meio filtrante e taxas de aplicação hidráulica inferiores às aplicadas aos sistemas franceses.

Schwager e Boller (1997) utilizaram a técnica de injeção de traçadores (NaBr) em FIA, com meio filtrante de areia (profundidade de 90 cm, $d_{50} = 0,85$ mm e $Cu = 2,1$), sendo a aplicação feita a cada 4 horas e a TAH igual a $0,12 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Os dados obtidos foram ajustados a uma distribuição gama de tempos de detenção, resultando em $\tau = 18$ h e $N = 5$.

Torrens *et al.* (2009), utilizando NaCl como traçador, realizaram experimentos em 6 filtros independentes em paralelo plantados (*Phragmites australis*) e não plantados, com profundidades de 25 cm e 65 cm recebendo efluente de lagoa facultativa. A TAH foi igual a $0,75 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ (população de 300 habitantes), o período de alimentação igual a 3 a 4 dias e o de descanso de sete dias e a quantidade de bateladas aplicadas por dia variou de 3 a 32. Foram adotados dois tipos de areia, uma com $d_{10} = 0,25$, $Cu = 4,7$ e porosidade = 0,42 e outra com $d_{10} = 0,19$, $Cu = 9,3$ e porosidade = 0,44. Os dados obtidos foram igualmente ajustados a uma distribuição gama de tempos de detenção, sendo que o τ resultante variou de 1 a 5 h, para o filtro de 25 cm e de 4 a 11 h, para o de 65 cm.

Hipóteses formuladas

Após concluída a etapa de revisão bibliográfica, foram formuladas as seguintes hipóteses:

- O aumento da frequência de aplicação no leito em carga (aplicação de mais bateladas de menor volume), para a mesma taxa de aplicação hidráulica, implica no aumento do tempo de detenção hidráulica.
- O tempo de detenção hidráulica aumenta com o tempo de uso (período de operação), devido à colmatação parcial do meio filtrante.
- O tempo de permanência dos esgotos nas unidades plantadas é inferior ao da unidade não plantada, devido aos caminhos preferenciais formados pelas raízes e rizomas das plantas.
- Os filtros plantados possuem melhor desempenho do que o não plantado, no que tange à remoção de sólidos, matéria orgânica e NTK. As plantas atuam na retenção, interceptação e filtração dos poluentes em sua forma particulada; na absorção de nutrientes; além de servirem como base para fixação de microorganismos decompositores.
- O regime de escoamento do 1º estágio do SF típico pode ser representado pelo modelo matemático de Tanques em Série, conforme demonstram os estudos conduzidos por Kadlec e Wallace (2008) em sistemas de *wetlands* contruídas.

4 METODOLOGIA

O sistema de tratamento objeto deste trabalho compreende o 1º estágio de um Sistema Francês típico (*Filtres Plantés de Macrophytes*), construído conforme especificações e recomendações da Instituição francesa CEMAGREF, detalhadas em AERMC (2003), AERMC (2005) e Molle *et al.* (2005), além de contatos por *e-mail* e telefone com o professor Molle, possivelmente o maior pesquisador na França da tecnologia investigada nesta tese.

A pesquisa foi dividida em duas fases distintas, com algumas modificações em suas características físicas e operacionais. A primeira fase correspondeu ao período de partida com esgotos, que se estendeu do dia 7.7.2009 ao dia 17.12.2009, perfazendo um período de monitoramento de cinco meses e uma semana. A segunda fase correspondeu ao período após a partida, cujo monitoramento teve início em 23.3.2010 e fim em 21.12.2010 (nove meses). No período compreendido entre a primeira e a segunda fase (17.12.2009 a 23.3.2010), o sistema de tratamento manteve o seu funcionamento normal (operação rotineira), entretanto o monitoramento teve de ser interrompido, em virtude da mudança física dos laboratórios do DESA/UFMG. A campanha de monitoramento foi retomada após a conclusão de todas as atividades necessárias à mudança, dentre as quais se destacam: listagem, protocolo e organização de todos os reagentes e equipamentos, transporte e instalação dos mesmos na nova unidade.

Tendo em vista que o sistema é novo no Brasil e há muito pouco conhecimento consolidado a respeito desta tecnologia em todo o mundo, optou-se pela manutenção de apenas uma condição operacional ao longo do período de monitoramento, possibilitando a obtenção de dados mais consolidados acerca desta condição.

4.1 Sistema de tratamento

As unidades foram implantadas no CePTs – Centro de Pesquisa e Treinamento em Saneamento UFMG/COPASA, inserido na estação de tratamento de esgotos da bacia do ribeirão Arrudas, em Belo Horizonte-MG.

A ETE-Arrudas é uma estação de tratamento de esgotos por lodos ativados convencional, operada pela Companhia de Saneamento de Minas Gerais – COPASA, localizada na região de Sabará, nas coordenadas geográficas: latitude 617.600 S e longitude 7.799.400 W. Foi projetada

para atender à vazão média de $4,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ de final de plano e recebe esgoto sanitário típico, gerado por duas importantes cidades da Região Metropolitana de Belo Horizonte.

O tratamento preliminar da ETE-Arrudas, a cargo da COPASA, é constituído por sistema de gradeamento (grade grossa manual e fina mecanizada) e caixa de areia. Suas principais características são mostradas na Tabela 4.1

Tabela 4.1 – Principais características do tratamento preliminar da ETE-Arrudas (COPASA)

Características	Grade Grossa	Grade Fina
Largura	6,25 m	2,50 m
Altura	2,05 m	2,04 m
Espaçamento entre as barras	100 mm	15 mm
Limpeza	Manual	Mecanizada
Características	Desarenador	
Diâmetro	12 m	
Altura	1,7 m	
Transportador de areia	Tipo parafuso	
Raspador	Circular com braço duplo	

Uma pequena parcela do esgoto bruto que chega à ETE-Arrudas, após passar pelo tratamento preliminar, é direcionada para a área do CePTs, alimentando várias unidades experimentais investigadas pelo DESA/UFMG, inclusive os filtros verticais plantados e o não plantado (cerca de $11 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$), objetos de interesse desta pesquisa.

4.1.1 Dimensionamento do sistema de tratamento

O sistema foi dimensionado para atender à população de aproximadamente 100 habitantes (vazão média aproximada de $11 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$). A memória de cálculo é apresentada no Apêndice C.

Para a determinação da área necessária ao sistema foram considerados:

- os valores médios de concentração de DQO, SS e NTK do esgoto bruto que alimentou as unidades experimentais do CePTs, durante o ano de 2007, iguais a 438, 286 e 30 mg/L, respectivamente; e
- as taxas de aplicação (hidráulica, de DQO, SS e NTK) recomendadas por Molle *et al.* (2005), apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Critérios utilizados para o projeto do 1º estágio do SF investigado

Parâmetro	Taxa Adotada
Taxa de aplicação hidráulica - TAH ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	0,37
Taxa de aplicação de DQO ($\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	300
Taxa de aplicação de SS ($\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	150
Taxa de aplicação de NTK ($\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	25-30

Fonte: Molle *et al.* (2005).

A área necessária foi obtida por meio do quociente entre a vazão média (ou as cargas médias afluentes) e as taxas de aplicação recomendadas na Tabela 4.2. Para o parâmetro NTK foi usado o valor máximo da taxa de aplicação recomendada, igual a $30 \text{ g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. A área necessária resultante foi de $29,5 \text{ m}^2$, maior valor dentre os quatro valores obtidos. A taxa de aplicação hidráulica foi o critério determinante para o cálculo da área total necessária.

As principais características físicas resultantes do dimensionamento do sistema de tratamento são apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Principais características do Sistema de Tratamento

Descrição	1º Estágio do SF Investigado
Área total (m^2)	88,4
Quantidade de leitos filtrantes	3
Área de cada leito filtrante (m^2)	29,5
Largura de cada leito (m)	3,1
Comprimento de cada leito (m)	9,4

4.1.2 Caracterização dos FVP-AP de 1º estágio investigados

O experimento consistiu de três filtros verticais de 1º estágio com alimentação em pulso, que operaram em paralelo. Um dos filtros não foi plantado e atuou como controle e os outros dois foram plantados. Os detalhes relativos às plantas empregadas e ao plantio são descritos no item 4.2. O projeto simplificado do sistema é apresentado no Apêndice B.

As paredes dos filtros foram confeccionadas em alvenaria, em blocos de concreto de $15 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$, conforme ilustram as Figuras 4.1 e 4.2.



Figura 4.1 – Detalhe dos três leitos filtrantes em construção.



Figura 4.2 – Vista geral do sistema de tratamento (antes do plantio).

Na base do solo de cada leito filtrante foram colocadas duas camadas compactadas de 5 cm do material retirado da área do entorno (aterro), predominantemente argiloso. Entretanto, tendo em vista a dificuldade de identificar com precisão a composição do material retirado da área, foi colocada uma camada de massa de cimento (Figura 4.3) para melhorar as condições de impermeabilização no fundo dos leitos filtrantes, visando evitar a infiltração no solo e eventual contaminação do lençol freático



Figura 4.3 – Fundo do filtro após aplicação da camada de massa de cimento – Detalhe da tubulação de drenagem de fundo (100 mm) instalada posteriormente no centro da unidade.

Estes procedimentos não foram suficientes para garantir a completa impermeabilização dos filtros, tendo em vista que foram constatados e comprovados vazamentos de esgotos pelo fundo (e também pelas paredes) das unidades, assunto detalhado no item 5.4.

Sistema de tratamento no período de partida

Para o período de partida, o esgoto foi recalcado até uma pequena caixa de distribuição de vazão de aproximadamente 35 L, confeccionada em ferro. A caixa foi instalada para permitir a distribuição da vazão entre o sistema de FV-AP de 1º estágio (dois plantados e um não plantado), objeto desta pesquisa, e outra unidade de pesquisa existente no CePTs, composta por reator UASB e lagoas de polimento. O esgoto bruto preliminarmente tratado, antes de atingir os filtros verticais de 1º estágio, passava por esta caixa de distribuição de vazão, de onde aproximadamente 40% era encaminhado às unidades investigadas, 40% ao sistema de reator UASB e lagoas e o restante era *by-passado*, retornando à ETE-Arrudas (Figura 4.4). A vazão média na entrada dos Filtros Verticais de 1º estágio – AP, obtida a partir dos dados coletados uma vez por semana durante o período de partida, foi igual a $12,8 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$.

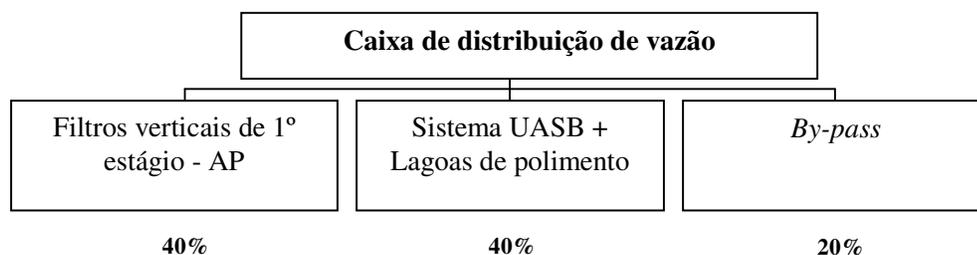


Figura 4.4 – Distribuição das vazões entre duas das unidades investigadas no CePETs.

A partir desta caixa, o esgoto seguia por gravidade, por tubulação de 100 metros de extensão, até uma caixa de alimentação, onde permanecia até o momento da aplicação da batelada. O funcionamento do sistema de alimentação é detalhado no item 4.1.2.

O fluxograma mostrado na Figura 4.5 ilustra as unidades constituintes do sistema de tratamento investigado durante o período de partida.

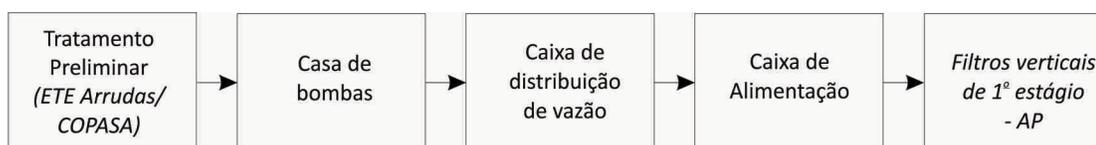


Figura 4.5 – Fluxograma simplificado das unidades constituintes do sistema de tratamento investigado durante o período de partida.

Sistema de tratamento no período após partida (operação rotineira)

Ao longo do período de partida, foi sendo verificada a gradual deterioração e oxidação do material da caixa de distribuição de vazão, com elevado desgaste ao final deste período. Foi observada elevada variação da vazão de entrada nos FV-AP e grande dificuldade em controlá-la. O controle da vazão, parâmetro fundamental de projeto, foi ainda dificultado pela dependência do outro experimento (lagoas de polimento): quando havia alteração na vazão das lagoas de polimento, a vazão nos filtros era automaticamente modificada.

Visando obter maior controle e precisão da vazão de entrada, essa caixa foi desativada e foi instalado um conjunto moto-bomba independente para os FV-AP plantados e não plantado. Devido ao elevado aporte de sólidos grosseiros na entrada do CePTs, foi também necessária a implantação de um filtro para retenção de sólidos grosseiros, a fim de evitar a obstrução das tubulações e demais dispositivos localizados a jusante. O filtro foi confeccionado em PVC e seu projeto é apresentado no Apêndice B.

Assim, após o período de partida, o esgoto passou a ser recalcado até esse filtro antes de atingir o tratamento, também por gravidade. O fluxograma mostrado na Figura 4.6 ilustra as unidades constituintes do sistema após o período de partida.

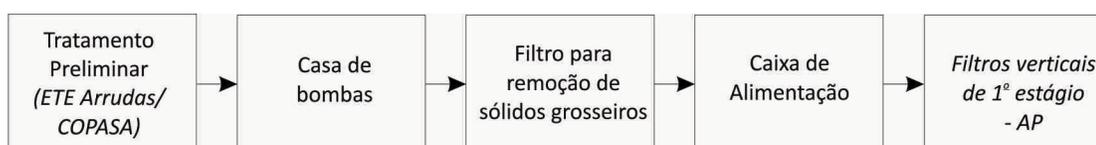


Figura 4.6 – Fluxograma simplificado das unidades constituintes do sistema de tratamento investigado após o período de partida.

4.1.3 Sistema de alimentação e drenagem

O esgoto era aplicado em um dos FV-AP (Figura 4.7) e, após percolar verticalmente em direção ao sistema de drenagem de fundo, era encaminhado até uma caixa de passagem, localizada imediatamente a jusante de cada filtro, que recolhia o efluente já tratado (Figura 4.8).



Figura 4.7 – Vista geral do sistema de tratamento (antes do plantio).



Figura 4.8 – Caixas de passagem, que recebem o efluente tratado de cada filtro.

O sistema de distribuição do esgoto afluente era dotado de tubulação de PVC rígido branco de 25 mm com orifícios de 10 mm, localizada na parte superior do leito filtrante. O sistema de drenagem de fundo era composto por duas tubulações perfuradas de 100 mm de diâmetro, com orifícios de 10 mm, espaçadas a cada 12 cm, localizadas no fundo de cada filtro.

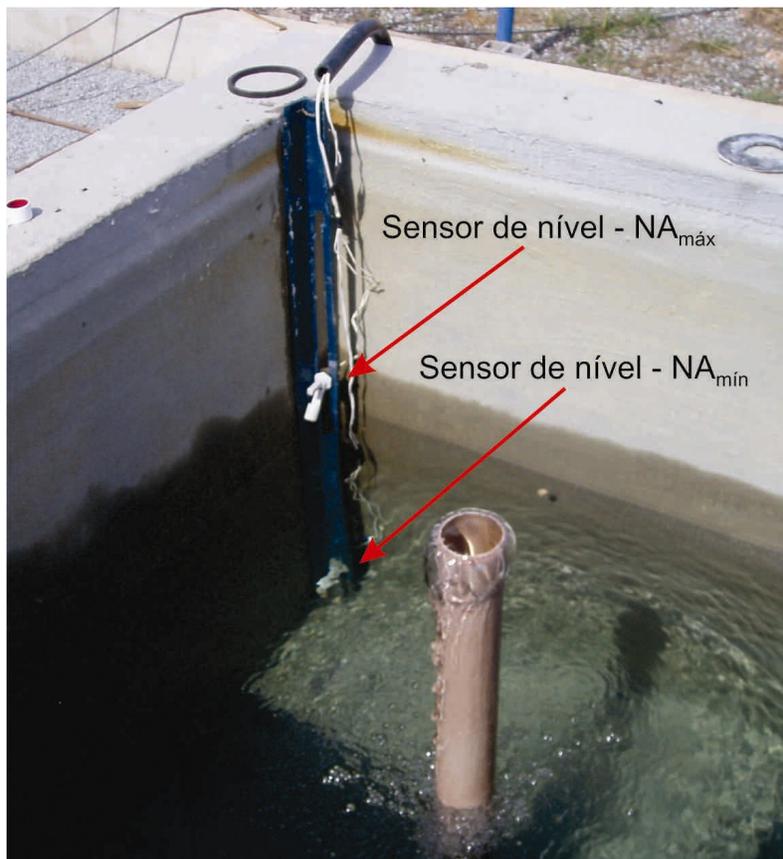
4.1.3.1 Alimentação em pulso ao longo do dia

Em estações de tratamento, a alimentação dos FVP-AP de 1º estágio é usualmente realizada por meio de sifão dosador, recipiente basculável ou por meio de bombeamento.

Na instalação objeto desta pesquisa, inicialmente os esforços se concentraram no desenvolvimento do sifão dosador e de outros equipamentos de fácil construção e manutenção, sem demanda de energia elétrica, de maneira a facilitar a adoção da tecnologia por municípios mais pobres e de pequeno porte, mais carentes de tratamento de esgotos. Foram idealizados, confeccionados e testados vários modelos, todos com materiais simples, de fácil obtenção e confecção, facilmente replicáveis em pequenas localidades, cujos detalhes foram apresentados em Penido (2009). Embora alguns destes dispositivos idealizados tenham funcionado, todos se

mostraram instáveis ao longo do tempo, com interrupções e descontinuidades em seu funcionamento, não se mostrando capazes de garantir a intermitência necessária.

Tendo em vista a necessidade de garantir satisfatoriamente esta intermitência, fundamental à obtenção das elevadas eficiências de remoção de poluentes e nitrificação desejadas, optou-se pela utilização de sistema elevatório intermitente convencional composto por: dois sensores de nível de acionamento elétrico (inferior e superior) associados a uma bomba de deslocamento positivo do tipo “NEMO” e um inversor de frequência compatível (Figura 4.9).



Funcionamento do sistema de alimentação:

Quando o nível do líquido atingia o sensor superior, a bomba era acionada por comando elétrico, dando início à batelada e à redução gradual do seu nível no interior da caixa. Quando o nível atingia o sensor localizado no fundo da caixa, o funcionamento da bomba era paralisado, permitindo novamente o seu enchimento.

Figura 4.9 – Detalhe da guia instalada junto à parede da caixa e dos sensores de acionamento elétrico – Teste com água para verificação do funcionamento do sistema de alimentação em pulso.

Os sensores foram fixados em uma guia instalada junto à parede da caixa de alimentação. Foi realizado um corte vertical nesta guia, de maneira a permitir a movimentação do sensor, que poderia ser fixado em diferentes posições (alturas). Esta flexibilidade operacional permite, portanto, a alteração do volume da batelada e da taxa de aplicação hidráulica instantânea, o que é bastante interessante devido às controvérsias existentes na literatura acerca deste parâmetro.

O sensor superior foi fixado de maneira a obter a profundidade de 0,78 m, que corresponde ao volume de batelada igual a 940 L. Este volume foi aplicado em cinco minutos, o que corresponde à taxa de aplicação instantânea de $0,38 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ ($9,12 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) inferior à $0,5 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ ($12 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$), mínima recomendada por Molle *et al.* (2005). A quantidade de bateladas aplicadas durante o período de 1 dia (24 horas) foi de aproximadamente **12**.

4.1.3.2 Alimentação alternada entre os filtros verticais de 1º estágio

A alimentação dos filtros era feita de maneira alternada. Enquanto um dos leitos era alimentado, os demais permaneceram em repouso (sem receber efluente). A alternância entre os leitos filtrantes foi obtida pela abertura manual de um dos três registros que controlavam a entrada dos esgotos nos filtros (leito em carga) e fechamento dos outros dois registros (leitos em repouso).

Durante o período de partida, o período de aplicação em cada unidade foi de três dias, com um período de descanso de uma semana. Após a partida, a alternância entre os leitos foi feita a cada dois dias, resultando no período de descanso de quatro dias. O período de funcionamento de cada filtro é mostrado na Tabela 4.4, bem como a denominação dada aos filtros, após o período de partida:

Tabela 4.4 – Período de funcionamento dos FV-AP

Filtro	Período de Funcionamento	Alimentação (h)	Descanso (h)	Descanso/Alimentação
FVP-1	De segunda-feira às 8 horas até quarta-feira às 12h30	52,5 (2,2 d)	115,5 (4,8 d)	2,2
FV-NP	De quarta-feira às 12h30 até sexta-feira às 17 horas			
FVP-2	De sexta-feira às 17 horas até segunda-feira às 8 horas.	63 (2,6 d)	105 (4,4 d)	1,7

FVP-1 = filtro vertical plantado inicialmente com taboa e depois substituído pelo híbrido Tifton-85; FV-NP = filtro vertical não plantado (unidade-controle); e FVP-2 = filtro vertical plantado com o híbrido Tifton-85 desde o início, mas com início de operação após seis meses do primeiro plantio do FVP-1.

Durante os finais de semana, o operador do sistema (responsável pela abertura e fechamento dos registros que regulavam a entrada dos esgotos em cada filtro) não trabalhou, o que reproduz a operação da maioria dos sistemas de tratamento em escala real, quando os empregados estão de folga durante este período. Por este motivo, a frequência de monitoramento teve de ser diferente para o FVP-2 (plantado com Tifton-85), que foi submetido a um menor tempo de descanso

(Tabela 4.4) e, portanto, operou em condições um pouco desfavoráveis em relação aos filtros FVP-1 e FV-NP.

Entretanto, embora a frequência de monitoramento não tenha sido idêntica nos filtros, a relação entre o período de descanso e o de alimentação se aproximou bastante da recomendada pela literatura (igual a 2) e os principais critérios de dimensionamento (TAH e $TAH_{instantânea}$) foram os mesmos para os três filtros, durante cada período de aplicação.

4.1.4 Meio filtrante

Os materiais de preenchimento adotados na camada superior, de transição e de drenagem dos leitos filtrantes foram especificados como brita 0, 1 e 3, respectivamente (Figura 4.10).

Estes materiais foram determinados em função das faixas de valores de granulometria sugeridas por AERMC (2005) e Molle *et al.* (2005) para as camadas dos leitos filtrantes de 1º estágio e da disponibilidade comercial de material equivalente no Brasil. Desta forma, foi adotada para cada camada, a brita cuja granulometria mais se adequava às faixas de valores recomendadas pela literatura.

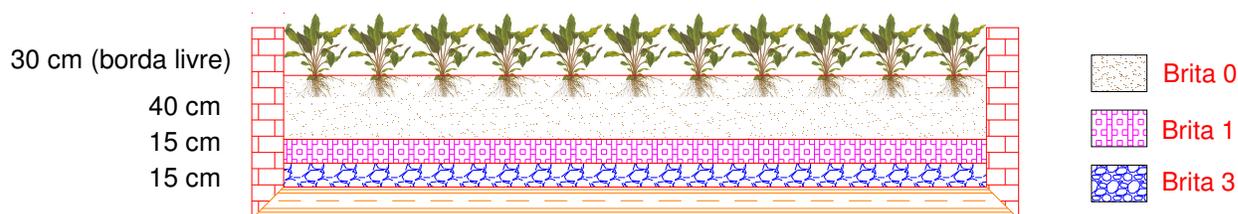


Figura 4.10 – Corte transversal de um FVP-AP de 1º estágio investigado.

Na Tabela 4.5 são apresentadas as espessuras e granulometrias recomendadas pela literatura para as camadas dos leitos filtrantes de 1º estágio, bem como as britas especificadas e adotadas.

Foi realizada análise granulométrica de parte do material retirado das camadas de brita 0 e brita 1 da unidade-controle, antes da partida do sistema com esgotos, a fim de melhor caracterizá-lo e verificar sua adequabilidade ao sistema de tratamento. Os resultados desta análise são apresentados e discutidos no item 5.1.

Tabela 4.5 – Meios suportes sugeridos na literatura e utilizados nas camadas que constituíram os FV-AP de 1º estágio

Camadas	AERMC (2005) e MOLLE <i>et al.</i> (2005)	Material de Preenchimento Adotado
Camada filtrante superior		
Granulometria (mm)	2 a 8	2,4 a 12,5 - Brita 0
Altura da camada (cm)	>30	40
Camada de transição		
Granulometria (mm)	5	4,8 a 25 - Brita 1
Altura da camada (cm)	10 < h < 20	15
Camada de drenagem		
Granulometria (mm)	20 a 40	19 a 50 - Brita 3
Altura da camada (cm)	10 < h < 20	15

4.2 Vegetação

Inicialmente, para as duas unidades plantadas foram escolhidas a Taboa (*Typha latifolia*) e o Tifton-85 (*Cynodon dactylon* Pers.). Entretanto, em virtude de problemas encontrados para o estabelecimento e distribuição uniforme da Taboa sobre a área superficial do filtro (detalhados no item 5.2), optou-se por sua retirada e substituição pelo Tifton-85, após o período de partida.

A seguir são tecidos alguns comentários sobre ambas as plantas.

4.2.1 Taboa

O primeiro plantio nos FVP-AP foi realizado no mês de *agosto de 2008*, quando foi plantada a espécie *Typha latifolia* (Taboa).

As mudas de taboa foram retiradas manualmente de um experimento existente na área do CePTs, constituído de duas Wetlands de Fluxo Horizontal Subsuperficial (DORNELLAS, 2008). Para o seu plantio, o fluxo de esgotos foi mantido próximo do contínuo, sendo aplicada uma vazão de $15 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$, mesma utilizada quando do plantio das *Wetlands* Subsuperficiais (Figura 4.11). As mudas foram plantadas a cada 40 cm, ao longo de todo o comprimento e largura do filtro, resultando na densidade de plantas de aproximadamente 4 mudas/m^2 , valor recomendado para o SF.



Figura 4.11 – Sistema de *wetlands* subsuperficiais existente na área do CePTs, de onde foram retiradas as mudas de taboa.

4.2.2 Tifton-85

O plantio do Tifton-85 foi realizado no mês de *novembro de 2008*, três meses após a realização do plantio da taboa.

O Tifton-85 foi escolhido principalmente devido ao grande potencial para o seu aproveitamento comercial como ração animal, com economia de água e fertilizantes. É um híbrido comumente usado na alimentação de equinos e bovinos, que apresenta elevado teor nutritivo. Tendo em vista que a manutenção da cobertura vegetal pode ser um grande problema operacional nos FVP-AP e nas WC de uma maneira geral, a possibilidade de seu aproveitamento para outro fim é sempre desejável.

As mudas foram obtidas no mês de setembro de 2008, na “Fazenda Santa-Maria”, localizada a cerca de 240 km de Belo Horizonte. A quantidade cedida pelo proprietário (cinco sacos de 50 kg) foi plantada em um canteiro provisório de terra, localizado na área do CePTs. A opção pelo canteiro provisório de terra, de fácil manejo, foi em virtude da reconhecida sensibilidade e susceptibilidade das mudas de Tifton 85 a fatores adversos durante seu crescimento inicial, além da dificuldade de obtê-las na época em que foi plantada.

Após crescimento das mudas de Tifton-85, as plantas jovens foram replantadas em um dos filtros e o fluxo foi igualmente mantido próximo do contínuo até o seu estabelecimento em toda a sua superfície. O Tifton-85 cobriu rapidamente toda a sua extensão, de maneira uniforme e homogênea, num período de aproximadamente um mês. Após seu estabelecimento, a alimentação do sistema foi gradualmente interrompida até atingir a intermitência prevista no projeto.

4.2.3 Podas

As podas foram realizadas manualmente por meio de cortes rasos próximos à superfície do leito, feitos com o uso de facões e foices. As podas foram efetuadas após o florescimento das plantas, período em que se espera uma queda na absorção de nutrientes pelas plantas. Os resíduos provenientes das podas eram transportados por caminhão-caçamba e encaminhados ao aterro sanitário da cidade de Belo Horizonte.

A Tabela 4.6 apresenta as datas em que foram feitas as podas durante o período de monitoramento.

Tabela 4.6 – Período das podas feitas na vegetação

Evento	Data
<i>Início do período de partida</i>	7.7.2009
1ª poda das plantas	4.9.2009
Término do período de partida	17.12.2009
2ª poda das plantas	1.10.2009
<i>Início do período após a partida</i>	23.3.2010
3ª poda das plantas	5.5.2010
4ª poda das plantas	2.8.2010
5ª poda das plantas	14.12.2010
<i>Término do período após a partida</i>	21.12.2010

4.3 Características operacionais

4.3.1 Partida do sistema

Durante a fase de partida do sistema, que se estendeu de 08/07/2009 a 17/12/2009 (5 meses e uma semana), a vazão média foi de $12,8 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$, resultando na TAH média igual a $0,43 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$, um pouco superior à recomendada ($0,37 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$). Supõe-se que a TAH real aplicada possa ter sido superior a esta devido aos problemas mencionados anteriormente em relação ao controle

efetivo da vazão de entrada. Considerando as condições climáticas favoráveis existentes no Brasil, supõe-se que a adoção de valores superiores para as TAH não devam interferir, de maneira relevante, no desempenho do sistema.

As concentrações médias de DQO (mg.L^{-1}), SS (mg.L^{-1}) e NTK (mg.L^{-1}) do esgoto bruto durante o período de partida foram iguais a 416, 163 e 39 mg.L^{-1} , respectivamente.

Em relação à frequência de alimentação, inicialmente foi testada a recomendada por Molle *et al.* (2005), sendo a aplicação feita por três dias, seguida por um período de descanso de uma semana, sendo posteriormente modificada, como comentado anteriormente. Os critérios operacionais vigentes durante o período de partida são resumidos na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Valores operacionais médios adotados durante o período de partida

Parâmetro	Valor Adotado	Valores Recomendados (Molle <i>et al.</i> , 2005)
TAH ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	0,43 (0,4 a 0,48)	< 0,37
TAH instantânea ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$) ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	0,41 (9,8)	> 0,5 (> 12)
Lâmina d'água durante a carga (cm)	3,2	2 a 5
Frequência de aplicação (dias/semana)		
<i>alimentação</i>	1 dia	3 a 4 dias
<i>Descanso</i>	3 dias	1 semana
T DQO ($\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	182	300
T SS ($\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	71	150
T NTK ($\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	17	25 a 30

4.3.2 Período após a partida do sistema (operação rotineira)

O monitoramento desta fase iniciou-se no dia 23.3.2010 e estendeu-se até o dia 21.12.2010 (9 meses). A vazão média deste período foi igual a $11,9 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$, resultando na TAH média igual a $0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. As concentrações médias de DQO (mg.L^{-1}), SST (mg.L^{-1}) e NTK (mg.L^{-1}) do esgoto bruto preliminarmente tratado durante este período foram iguais a 560, 372 e 30 mg.L^{-1} , respectivamente. Os critérios operacionais vigentes após a partida são apresentados na Tabela 4.8.

Conforme descrito anteriormente, a taboa não suportou as condições de aplicação adotadas durante o período de partida. Nesta fase a vegetação foi alterada e a frequência também modificada, de maneira a se aproximar mais da recomendada por Molle *et al.* (2005).

Tabela 4.8 – Valores operacionais médios adotados no período de operação rotineira

Parâmetro	Valor de Operação	Valor de Projeto	Valores Recomendados (Molle <i>et al.</i> , 2005)
TAH ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	0,4 (0,38 a 0,43)	0,37	< 0,37
TAH instantânea ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$)	0,38	0,38	> 0,5
Lâmina d'água durante a carga (cm)	3,2	3,2	2 a 5
Frequência de aplicação (dias/semana)			
<i>alimentação</i>	2 dias	2 dias	3 a 4 dias
<i>descanso</i>	4 dias	4 dias	1 semana
T DQO ($\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	226	300	< 300
T SS ($\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	150	150	< 150
T NTK ($\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	12	30	< 25 - 30

4.4 Monitoramento do efluente líquido

A avaliação da eficiência do tratamento foi feita após o período atribuído à partida do sistema, por meio de análises físico-químicas realizadas em amostras pontuais, coletadas às 9 horas, na entrada e saída do leito em carga.

Durante o período de partida, a amostragem foi realizada em diferentes locais. As coletas iniciais foram feitas em um PV (Poço de Visita), conectado por meio de uma tubulação de cerca de 6 metros de comprimento ao fundo da caixa de alimentação, onde o esgoto permanecia temporariamente armazenado antes do início da batelada. O esgoto bruto coletado neste PV continha grande parte do material acumulado no fundo desta caixa, descaracterizando a amostragem almejada do efluente líquido. Parte deste lodo de fundo era naturalmente carregado junto às rápidas bateladas e atingiam realmente os filtros, mas de maneira gradual.

Foram também realizadas coletas na caixa de acumulação, após mistura do líquido acumulado, visando apenas sua homogeneização e medição do desempenho efetivo dos filtros. Entretanto, foram observados picos muito elevados de SST (como 6.600 mg/L), que podem ter sido decorrentes da suspensão do lodo de fundo, quando da mistura para a coleta da amostra e não pela suspensão natural deste.

Visando caracterizar o esgoto que efetivamente entrava no sistema, posteriormente foram realizadas coletas do esgoto bruto na saída de um dos furos do sistema de distribuição, imediatamente após a caixa de alimentação. Neste período, foi observada igualmente a presença de picos muito elevados de concentração de sólidos no esgoto bruto diretamente aplicado nos filtros, que foi atribuído ao arraste eventual e natural (decorrente da rápida aplicação de uma batelada) do “lodo” que vai se depositando no fundo da caixa de acumulação.

Para o período após a partida, embora se saiba que haja picos de concentração eventuais, decidiu-se pela utilização dos dados de esgoto bruto do CePTS antes de sua chegada na caixa, o que pode ter subestimado a eficiência do filtro isoladamente, mas representa a eficiência na remoção do esgoto bruto que chega ao sistema.

Os parâmetros OD, temperatura e pH foram medidos “in loco”. Os demais parâmetros monitorados foram analisados nos laboratórios do DESA/UFMG. Todas as análises foram realizadas de acordo com os procedimentos descritos no *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (AWWA/APHA/WEF, 2005).

A Tabela 4.9 apresenta o programa de monitoramento realizado durante o período de partida do sistema e a Tabela 4.10, os parâmetros que foram acrescidos na segunda fase (após a partida).

Tabela 4.9 – Programa de monitoramento realizado durante a partida do sistema

Parâmetro Avaliado	Frequência	Local da Análise	Método Analítico
DBO ₅	Semanal/ Quinzenal	Laboratório de análises físico-químicas do DESA/UFMG	Titulação de Winkler – Iodométrico Respirométrico/Eletrométrico
DQO	Semanal	Laboratório de análises físico-químicas do DESA/UFMG	Titulométrico/Refluxo fechado Colorimétrico/Refluxo aberto
SS	Semanal	Laboratório de análises físico-químicas do DESA/UFMG	Gravimétrico
SSV	Semanal	Laboratório de análises físico-químicas do DESA/UFMG	Gravimétrico
NO ₃ ⁻	Quinzenal	Laboratório de análises físico-químicas do DESA/UFMG	Espectrofotométrico – Salicilato Cromatógrafo Iônico
N-NH ₄ ⁺	Quinzenal	Laboratório de análises físico-químicas do DESA/UFMG	Semi-Micro Kjeldahl - Titulométrico Cromatógrafo Iônico
NTK	Quinzenal	Laboratório de análises físico-químicas do DESA/UFMG	Semi-Micro digestão Kjeldahl - Titulométrico

Tabela 4.10 – Parâmetros acrescidos ao programa de monitoramento após o período de partida

Parâmetro	Freqüência	Local da Análise	Método Analítico
SSed	Semanal	<i>In loco</i>	Cone Imhoff
Condutividade	Semanal	<i>In loco</i>	Eletrométrico
NO ₂ ⁻	Semanal	Laboratório de análises físico-químicas do DESA/UFMG	Cromatógrafo iônico

4.5 Avaliação hidrodinâmica

4.5.1 Hidrogramas de vazão nas unidades plantadas e não plantada

Os hidrogramas de vazão na saída dos filtros foram confeccionados para os dois volumes de batelada avaliados (530 e 940 L) e para ambos os testes conduzidos: com água (no filtro novo) e com esgotos (no filtro usado, em operação). Neste teste, buscou-se avaliar a variação da vazão ao longo do tempo na saída das unidades, após a aplicação de uma única batelada.

O objetivo destes ensaios foi comparar os tempos de permanência e percentuais recuperados de volume aplicado no efluente das três unidades investigadas (não plantada, plantada com Tifton-85 e a plantada inicialmente com taboa e posteriormente substituída pelo Tifton-85), para ambos os testes realizados (filtro novo e filtro usado). Sendo assim, foi possível verificar, para uma mesma TAH, a influência do regime de aplicação (530 L em 3 minutos e 940 L em 5 minutos, conforme apresentado na Tabela 4.11), do período de uso do filtro e da presença das plantas nos tempos de permanência do líquido no sistema.

Tabela 4.11 – Regimes de aplicação testados (filtro novo e usado)

TAH inst (m ³ .m ⁻² .h ⁻¹)	Volume Aplicado em Cada Batelada (L)	Número de Bateladas por Dia	Duração da Batelada (minutos)
0,38	530	24	3
	940	12	5

Como comentado, os resultados deste ensaio correspondem à variação da vazão na saída ao longo do tempo, após a aplicação de uma única batelada. Após o contato do líquido aplicado com a superfície do leito filtrante iniciou-se a cronometragem e armazenamento dos dados medidos pelo sensor de pressão, a cada intervalo de um minuto.

Para obtenção da vazão de saída da tubulação de drenagem no fundo das unidades, foi adotada a Equação 4.2, indicada para vertedores circulares (VIANNA, 1997).

$$Q = 1,518D^{0,693}H^{1,807} \cdot 1000.60 \quad (4.2)$$

em que Q = vazão correspondente à altura da lâmina d'água H (L/minuto); D = diâmetro da tubulação vertedora (m); e H = altura da lâmina d'água medida pelo sensor de pressão (m).

Foram também calculados na saída das unidades: o volume drenado, o volume drenado acumulado e o percentual de volume drenado em relação ao aplicado. O volume drenado do sistema a cada minuto foi obtido pelo produto da vazão pelo intervalo de tempo adotado (1 minuto). O cálculo do volume drenado acumulado para um determinado tempo t foi feito pelo somatório dos volumes drenados ao longo da duração do ensaio até o tempo t . Adicionalmente, foi calculado o percentual de volume drenado do sistema em relação ao volume aplicado, para diferentes tempos decorridos após a aplicação da batelada.

4.5.2 Avaliação da seqüência de picos de bateladas

Estes testes foram conduzidos com a aplicação ininterrupta de esgoto nas três unidades investigadas (não plantada, plantada com Tifton-85 e plantada inicialmente com taboa e posteriormente substituída pelo Tifton-85). Os cálculos de vazão ao longo do tempo na saída das unidades foram feitos por meio da equação 4.2, sendo possível a obtenção da série histórica de vazão na saída dos três filtros, a verificação da eventual sobreposição de picos e da variabilidade destes picos ao longo do dia.

Foi possível observar a seqüência de picos resultante da aplicação das bateladas sucessivas ao longo do período de um dia (24 horas), para os dois regimes de aplicação testados (Tabela 4.11) e para ambos os ensaios realizados (no filtro novo e no filtro usado).

As séries históricas de vazão na saída, para o filtro novo, são apresentadas somente para a unidade plantada com taboa e para a unidade-controle. Os resultados obtidos para a unidade plantada com Tifton-85 foram perdidos devido a problemas ocorridos com o *Data Logger*.

4.5.3 Avaliação do comportamento hidrodinâmico da unidade-controle

A avaliação do comportamento hidrodinâmico da unidade-controle foi feita a partir de testes de estímulo-resposta do tipo pulso, utilizando-se como traçador o NaCl. Os testes foram feitos inicialmente com água, antes da partida do sistema, quando o meio ainda estava limpo (filtro novo) e não havia recebido aplicações anteriores de esgotos. Posteriormente, os mesmos testes foram repetidos após o período de 11 meses de operação, com esgotos (filtro usado).

A massa do traçador (1 kg) foi diluída em um balde com volume de 10 litros. A solução de NaCl preparada foi lançada na caixa de alimentação, cerca de 30 segundos antes do início da aplicação da batelada, tempo suficiente para que ocorresse a mistura do sal.

Nas tubulações de saída das unidades foram medidas a condutividade elétrica e a altura da lâmina d'água (convertida posteriormente em vazão), por meio de sondas com sensores associados a um *Data Logger* modelo GL 500-2-1 da empresa *Global Water*. O aparelho foi programado para realizar medições a cada minuto, armazenando-as em sua memória interna. Ao final de cada ciclo, os dados gerados nas medições eram coletados por um computador portátil e analisados. Desta maneira tornou-se possível a identificação do ponto final de influência do traçador e a confecção das curvas de DTD.

A TAH adotada nos ensaios foi a recomendada por Molle *et al.* (2005) de $0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. As condições testadas estão resumidas na Tabela 4.11, para os volumes diferentes de aplicação testados.

O objetivo dos testes foi comparar o efeito da aplicação de um maior volume com maior intervalo de tempo entre as bateladas em relação à aplicação de um volume menor com intervalo de tempo menor entre as bateladas, para a mesma TAH.

As curvas de DTD foram confeccionadas de acordo com a metodologia descrita por Levenspiel (2000) e, posteriormente, ajustadas aos modelos matemáticos considerados mais adequados.

A curva DTD foi também ajustada à função gama apresentada na Equação 3.32. Foi selecionado o parâmetro N para minimizar a soma dos erros quadrados (SSQE) entre a função $g(t)$ e os dados do traçador, sendo fixados os valores de τ , obtidos por meio dos testes.

4.5.3.1. Curva de calibração do traçador

A curva de calibração do traçador relaciona valores de condutividade elétrica (obtida por meio dos ensaios realizados) com valores de concentração total de substâncias ionizadas dissolvidas, necessária para o uso da metodologia de determinação das curvas de DTD, proposta por Levenspiel (2000).

Para o teste com água limpa, foi adotada a mesma curva obtida por Penido (2009), que conduziu os testes hidrodinâmicos no mesmo sistema de tratamento (com água, antes da sua partida), obtendo a equação 4.1:

$$C = 0,507 \times CE - 0,617 \quad (r = 0,999) \quad (4.1)$$

em que C = concentração total de substâncias ionizadas dissolvidas (mg/L); e CE = condutividade elétrica ($\mu S/cm$).

Para elaboração da curva durante os testes feitos com esgotos, após 11 meses em operação (filtro usado), foram preparadas seis soluções de NaCl com concentrações conhecidas iguais a 0, 100, 206, 502, 1.018, 1.568, 2.066, 2.512 e 3.030 mg.L mg.L⁻¹. As soluções foram obtidas a partir da utilização do mesmo NaCl comercial utilizado como traçador. A condutividade elétrica de cada solução foi medida, por meio de um condutivímetro, e os resultados foram plotados no gráfico apresentado na Figura 4.12.

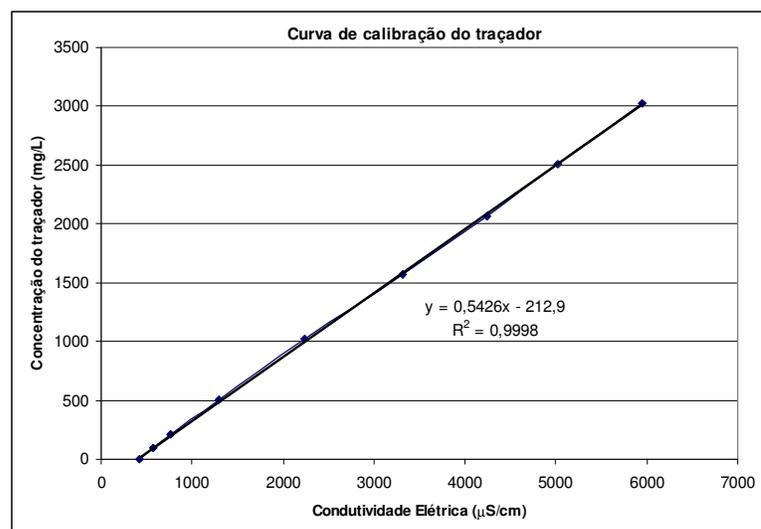


Figura 4.12 – Curva de calibração do traçador NaCl (testes com esgotos, filtro usado).

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Meio suporte

Os principais resultados obtidos no ensaio granulométrico são mostrados na Tabela 5.1. A composição granulométrica resultante do material colhido é apresentada na Tabela 5.2, para as duas camadas de brita 0 e brita 1. As curvas de distribuição granulométricas destes materiais são apresentadas nos Anexos A e B.

Tabela 5.1 – Ensaio granulométrico – Parâmetros calculados

Parâmetro	Brita 0	Brita 1
	h = 40 cm	h = 15 cm
d_{60} (mm)	7,00	19,00
d_{30} (mm)	5,25	13,00
d_{10} (mm)	0,8	7,00
C_u (mm) ¹	8,75	2,71

¹ C_u = coeficiente de uniformidade (d_{60}/d_{10}).

Tabela 5.2 – Composição granulométrica

Nomenclatura das Partículas	Diâmetro (mm) ¹	Brita 0	Brita 1
Argila	0,001 a 0,002	0,40%	0,20%
Silte	0,002 a 0,06	3,10%	1,80%
Areia	0,06 a 2,0	9,60%	2,70%
Pedregulho	2,0 a 60	86,90%	95,30%

¹ Escala granulométrica adotada pela NBR 6.502 (ABNT, 1995).

Os valores obtidos na camada superficial de $d_{60} = 7$ mm e $d_{80} \sim 8$ mm indicam que a granulometria da maior parte do meio está de acordo com as faixas de valores recomendados por Molle *et al.* (2005), situadas entre 2 e 8 mm.

Os valores obtidos para a camada de transição foram de $d_{10} = 7$ mm, $d_{60} = 19$ mm e $d_{30} = 13$ mm. O valor obtido para o coeficiente de uniformidade ($c_u = 2,7$), bem como o formato da curva granulométrica (Anexo B) indicam que o material colhido foi uniforme e constituído por materiais mais grosseiros.

Cerca de 80% da amostra (Anexo B) era constituído por materiais com diâmetros superiores a 10 mm, em peso. Estes elevados valores obtidos para os diâmetros indicam que a granulometria predominante na camada de transição foi muito superior à recomendada por

Molle *et al.* (2005), igual a 5 mm. Este fato parece não ter interferido na eficiência do sistema, tendo em vista que as eficiências obtidas no monitoramento foram compatíveis com as obtidas por este autor.

A presença de finos na camada superior (indicada para a maioria dos FVP-AP) poderia, por um lado, ser benéfica para melhorar as condições de distribuição na superfície. Entretanto os valores obtidos de d_{30} igual a 5,25 mm e d_{20} igual a 4 mm pela curva granulométrica (Anexo A) indicam que a camada superficial é constituída predominantemente por um material mais grosseiro e que os finos (em quantidade bem menor) estão distribuídos ao longo desta camada (a maior parte do material colhido é uniforme e constituído por partículas de maior diâmetro). Como a camada de topo recebe diretamente a carga de sólidos do esgoto bruto, a presença de finos pode conduzir à redução da porosidade e acelerar o processo de colmatação do meio. Em um sistema polidisperso, com partículas de diferentes tamanhos, as partículas menores tendem a ocupar os espaços vazios e reduzir a porosidade do meio. Entretanto, como comentado anteriormente, a quantidade de partículas menores (em peso), foi muito inferior em relação às maiores ($d_{20}=4$ mm) e, possivelmente, não atuará de maneira expressiva nesta aceleração da colmatação. Nas unidades com plantas, é esperado ainda que a colmatação seja minimizada pelos caminhos preferenciais criados por suas raízes e rizomas.

5.2 Vegetação

O primeiro plantio da taboa foi realizado no mês de agosto de 2008. Como foi verificada a morte da maioria das mudas plantadas, realizou-se, em seguida, o replantio com plantas adultas, com a metade da vazão, mantendo-se o fluxo próximo do contínuo. O crescimento da taboa na unidade se deu em aproximadamente quatro meses. Entretanto, ela não cobriu toda a superfície do filtro, sendo verificados caminhos preferenciais bem nítidos para o escoamento dos esgotos, além do crescimento de outras espécies de plantas (invasoras), com necessidade de retirada muito frequente (semanal) destas invasoras.

Como a área de entorno é coberta por vegetação, as sementes das plantas invasoras podem ter atingido o interior da unidade através do vento ou por outros animais, como pássaros, frequentemente encontrados no CePTs.



Figura 5.1 – Amarelecimento das folhas, desenvolvimento ruim da taboa e má distribuição do esgoto bruto no filtro, imediatamente após a batelada.

Em fevereiro de 2009, na primeira tentativa de implementação das condições operacionais, com período de descanso de uma semana, observou-se a morte da maioria das plantas, com amarelecimento nas pontas de suas folhas (Figura 5.1). Isto ocorreu, possivelmente, em virtude da falta de água e/ou relativamente alta condutividade elétrica do esgoto, que proporcionou intoxicação e dificuldade na absorção de água pelas plantas. Posteriormente, a frequência foi alterada para dois dias de alimentação e quatro dias de descanso e, posteriormente, para um dia de alimentação e dois dias de descanso, mas continuou se observando o amarelecimento das folhas, desenvolvimento pequeno da vegetação e morte de algumas das plantas. Durante o período que se estendeu de março/2009 até o mês de junho/2009, foram realizadas sete tentativas de replantio da taboa, sem sucesso. Esta espécie parece não ter suportado o período de intermitência semanal e as condições operacionais às quais foi submetida. A presença de plantas invasoras, aliada à má distribuição da vegetação sobre a área superficial do filtro, refletiu na péssima distribuição do esgoto bruto afluente e, provavelmente, na eficiência do sistema.

Tendo em vista a persistência destes problemas ao longo do tempo e a dificuldade operacional relacionada à manutenção desta unidade, com necessidade de retirada manual de grande quantidade de plantas toda semana, optou-se por sua substituição. Em março de 2010 foi realizada a retirada manual de todas as plantas, sendo colocada em seu lugar plantas jovens de Tifton-85, obtidas no canteiro provisório do CePTs.

5.3 Avaliação do desempenho do sistema

A partida do sistema de tratamento avaliado foi dada no dia 7.7.2009, quando se iniciou a campanha de monitoramento do esgoto bruto e tratado para alguns dos principais parâmetros físico-químicos de qualidade: SST, SSV, DBO₅ total e DQO. Posteriormente, deu-se início às análises da série nitrogenada.

Durante o período que se estendeu até fevereiro de 2010, foi-se observando uma melhoria progressiva da qualidade do efluente, retratada pelos resultados de todos os parâmetros físico-químicos avaliados. Este período teve uma duração de cerca de sete meses, aproximadamente, e foi considerado como o período de partida do sistema, quando é esperado um pior desempenho para qualquer sistema de tratamento de esgoto biológico, que necessita de tempo para o desenvolvimento e adaptação dos microorganismos responsáveis pela sua depuração.

A seguir é apresentada síntese dos resultados obtidos durante a partida, sendo tecidos alguns comentários relevantes sobre este período. Posteriormente, são apresentados e discutidos os resultados de monitoramento, apenas para o período após a partida, quando os filtros atingiram o seu funcionamento pleno.

Período de partida

Durante o período de partida, os resultados de DBO, DQO e sólidos do esgoto bruto obtidos nas coletas iniciais foram muito elevados, sendo cerca de seis a dez vezes superiores aos valores típicos reportados por von Sperling (2005). Este fato pôde ser atribuído, em parte, às escolhas inadequadas para os locais inicialmente propostos para a coleta do esgoto bruto: no PV conectado por meio de uma tubulação ao fundo da caixa de alimentação e na caixa de acumulação, após mistura do líquido acumulado. Em ambos os locais, o material acumulado no fundo da caixa de alimentação era carregado de maneira forçada para a amostra, superestimando a concentração dos poluentes.

Quando a coleta passou a ser feita diretamente dos jatos que saíam dos furos da tubulação de distribuição do afluente, os resultados dos parâmetros passaram a se aproximar mais dos valores usualmente encontrados na ETE-Arrudas, inferiores aos valores típicos apresentados pela literatura. Mesmo quando a coleta foi feita diretamente dos jatos, foram detectados alguns picos de concentração de sólidos, o que parece ser uma característica do sistema, decorrente do arraste eventual do “lodo” que vai se depositando no fundo da caixa de acumulação, durante as rápidas aplicações de esgoto.

Após alteração do local da coleta da amostra, que passou a ser feita diretamente dos jatos, as concentrações médias obtidas do esgoto bruto para todos os parâmetros (exceto N-amoniaco) foram inferiores às típicas reportadas por von Sperling (2005), conforme pode ser visto na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Resultados médios típicos e obtidos para os parâmetros físico-químicos analisados

Parâmetro	Faixa Típica ¹ (mg.L ⁻¹)	Valor Típico ¹ (mg.L ⁻¹)	Valor Obtido
SST	200 a 450	350	163
SSV	165 a 350	320	126
DBO	250 a 400	300	197
DQO	450 a 800	600	416
N-amoniaco	20 a 35	25	31

¹ Fonte: von Sperling (2005).

O esgoto bruto da ETE-Arrudas é historicamente mais diluído, o que reflete características peculiares do uso das águas dos habitantes das cidades da região metropolitana de Belo Horizonte. Outra possível explicação para as concentrações mais baixas obtidas no esgoto bruto pode estar associada à presença da caixa de alimentação a montante, que atua como uma etapa de sedimentação primária, removendo temporariamente parte dos poluentes em sua forma particulada. O esgoto permaneceu cerca de 2 horas nesta caixa, entretanto parte dos sólidos permaneceu por muito mais tempo acumulados no fundo da caixa: a tubulação de saída da caixa para as unidades se encontrava a cerca de 15 cm acima do fundo, e esta camada de lodo permanecia visível no fundo durante um tempo e eventualmente era carregada com a batelada. Esta remoção de parte de sólidos na caixa explica a redução das concentrações do esgoto bruto e os valores atípicos encontrados.

A Tabela 5.4 apresenta resumo da estatística descritiva para os parâmetros analisados durante o período de partida.

Tabela 5.4 – Resultados médios dos parâmetros físico-químicos analisados (período de partida)

Parâmetro	Unidade	Concentração média			
		EB	FVP-1	FVP-2	FV-NP
SST	<i>mg.L⁻¹</i>	163	210	103	195
Desvio-Padrão		52,3	183,5	39,4	57,2
CV		0,32	0,87	0,38	0,23
Nº de dados		16	5	5	5
SSV	<i>mg.L⁻¹</i>	126	108	77	89
Desvio-Padrão		43,9	79,9	27,7	45,3
CV		0,34	0,73	0,35	0,5
Nº de dados		16	5	5	6
DBO	<i>mg.L⁻¹</i>	197	117	148	110
Desvio-Padrão		50,6	31,4	14,5	54,4
CV		0,25	0,27	0,09	0,49
Nº de dados		10	4	3	3
DQO	<i>mg.L⁻¹</i>	416	312	380	268
Desvio-Padrão		116,7	125	139,5	137,6
CV		0,28	0,4	0,37	0,51
Nº de dados		15	5	4	5
NTK	<i>mg.L⁻¹</i>	39	34	40	13
Desvio-Padrão		14,7	16,6	8,7	-
CV		0,37	0,49	0,22	-
Nº de dados		6	3	2	1
N-amoniacal	<i>mg.L⁻¹</i>	31	25	34	9
Desvio-Padrão		13,9	11	9,1	-
CV		0,44	0,44	0,26	
Nº de dados		6	3	2	1

FVP-1 = filtro vertical plantado com Tifton-85 (inicialmente plantado com taboa); FV-NP = filtro vertical não plantado (unidade-controle); e FVP-2 = filtro vertical plantado com o híbrido Tifton-85, desde o início.

Obs.: Durante o período de partida, o FVP-1 foi constituído pela taboa (plantio feito em agosto de 2008) e o FVP-2, pelo Tifton-85 (plantio feito em novembro de 2008).

Durante o período de partida, como já esperado, o desempenho do sistema foi muito ruim. As eficiências médias de remoção foram inferiores a 36% para SST, 39% para SSV, 44% para DBO e 36% para DQO. Nos sistemas franceses isto ocorre devido à necessidade de desenvolvimento e adaptação do biofilme e da cobertura vegetal, além de tempo para formação da camada superficial de lodo na superfície. Como comentado, esta camada atua aprisionando os sólidos e melhorando a distribuição do esgoto bruto sobre toda a superfície do filtro, possibilitando a formação da lâmina d'água, que atua garantindo uma melhor distribuição do esgoto bruto ao longo da área e melhorando as condições de oxigenação do meio suporte (ação como um pistão, arrastando o oxigênio para as camadas mais inferiores do filtro). Além disto, os resultados obtidos nos testes hidrodinâmicos (apresentados no item 5.4) mostram que o tempo de detenção hidráulica obtido nos testes com esgoto (após 11 meses de operação) foi

superior ao obtido nos testes com água (realizados no início da partida, quando o sistema não havia ainda recebido esgotos). O aumento do tempo de detenção com o tempo de funcionamento do filtro ajuda a entender a melhoria do desempenho do sistema, tendo em vista o maior tempo de contato entre o esgoto, meio suporte e biofilme, e maior possibilidade de ocorrência dos diversos mecanismos biogeoquímicos de remoção que atuam nos SFs.

Período após a partida do sistema investigado (monitoramento rotineiro)

Nesta tese são apresentados e discutidos os resultados obtidos durante o período de 23.3.2010 a 21.12.2010 (nove meses), sendo descartados os resultados obtidos durante o período anterior, atribuído à partida do sistema, quando um menor desempenho do sistema já era esperado.

A avaliação do desempenho do sistema foi feita por meio de campanha de monitoramento dos principais parâmetros físico-químicos de qualidade das águas: SST, SSV, DBO, DQO, NTK, N-amoniaco, nitrito e nitrato.

Os resultados considerados inconsistentes, após rejeitada a possibilidade de serem provenientes de eventos raros, que podem ocorrer, foram descartados. Em relação às análises de NTK e N-amoniaco, vários dados foram perdidos devido a problemas instrumentais ocorridos quando da execução das análises laboratoriais. As metodologias adotadas para detecção destes parâmetros requerem a destilação da amostra, e na ocasião, o equipamento disponível apresentava problemas para alcançar a temperatura ideal do teste. Entretanto, durante o período até o início da suspeita de que houvesse algum problema com o destilador (devido aos resultados iniciais inconsistentes), sua identificação, confirmação e solução definitiva, várias análises foram realizadas, mas não puderam ser aproveitadas.

A Tabela 5.5 apresenta previamente um resumo dos resultados médios obtidos dos parâmetros físico-químicos monitorados, para as três unidades avaliadas:

- *FVP-1 = filtro vertical plantado com Tifton-85*. Vale lembrar que esta unidade foi inicialmente plantada com taboa e posteriormente substituída pelo híbrido Tifton-85. O 1º plantio com taboa foi realizado no mês de agosto de 2008, e após inúmeras tentativas de replantio sem sucesso, a taboa foi substituída, em março de 2010, pelo Tifton-85. O período de monitoramento após a partida, para o qual são apresentados os resultados nesta

tese, teve início também em março de 2010, coincidindo, portanto, com o período do plantio do Tifton-85 nesta unidade;

- *FV-NP* = *filtro vertical não plantado* (unidade-controle); e
- *FVP-2* = *filtro vertical plantado com Tifton-85, desde o início*. O primeiro plantio nesta unidade foi realizado após cinco meses do primeiro plantio do FVP-1, realizado com taboa.

Como já comentado, os resultados de qualidade mostrados na Tabela 5.5 correspondem apenas aos obtidos durante o período *após* a partida do sistema, não sendo considerados os resultados obtidos no período de partida.

Nos itens posteriores são apresentados os comentários e demais estatísticas descritivas para os resultados obtidos de sólidos, indicadores de matéria orgânica e série nitrogenada, separadamente.

Tabela 5.5 – Resultados médios para as unidades plantadas e não plantada (monitoramento rotineiro)

Parâmetro	Unidade	Concentração Média (mg/L)			
		EB	FVP-1	FVP-2	FV-NP
DBO	<i>mg.L⁻¹</i>	314	90	50	79
Coeficiente de variação		0,42	0,41	0,52	0,42
Nº de dados		46	14	17	15
DQO	<i>mg.L⁻¹</i>	560	208	105	146
Coeficiente de variação		0,44	0,45	0,46	0,38
Nº de dados		62	19	22	21
SST	<i>mg.L⁻¹</i>	372	70	26	67
Coeficiente de variação		0,67	0,49	0,70	0,62
Nº de dados		52	17	17	18
SSV	<i>mg.L⁻¹</i>	277	50	21	44
Coeficiente de variação		0,67	0,31	0,72	0,49
Nº de dados		52	17	17	18
NTK	<i>mg.L⁻¹</i>	30	18	12	18
Coeficiente de variação		0,20	0,15	0,30	0,26
Nº de dados		31	8	11	12
N-amoniacal	<i>mg.L⁻¹</i>	27	16	10	15
Coeficiente de variação		0,19	0,32	0,28	0,14
Nº de dados		32	7	13	12
N-NO₂⁻	<i>mg.L⁻¹</i>	0,01	0,17	0,20	0,10
Coeficiente de variação		1,00	1,07	1,22	1,70
Nº de dados		32	6	12	14
N-NO₃⁻	<i>mg.L⁻¹</i>	0,2	5,9	19,2	9,2
Coeficiente de variação		0,98	0,59	0,38	0,80
Nº de dados		33	9	12	14

FVP-1 = filtro vertical plantado com Tifton-85 (inicialmente plantado com taboa); FV-NP = filtro vertical não plantado (unidade-controle); e FVP-2 = filtro vertical plantado com o híbrido Tifton-85, desde o início.

5.3.1 Sólidos

5.3.1.1 Estatística descritiva dos dados

As Tabelas 5.6 e 5.7 apresentam, respectivamente, os resultados das concentrações de SST e SSV, e as respectivas eficiências de remoção destes parâmetros, para os três filtros investigados. Pode-se observar que as concentrações de sólidos (SST e SSV) no esgoto bruto e na saída das unidades sofreram flutuações consideráveis, confirmados pelos elevados valores de CV.

Em relação à variabilidade das eficiências de remoção de sólidos (SST e SSV), estas foram muito pequenas, como pode ser observado pelos valores obtidos de CV, que variaram entre 0,08 a 0,19 (Tabela 5.7). Estes resultados demonstram que o sistema foi resistente à elevada variação das concentrações do esgoto bruto, sendo capaz de manter boas eficiências, mesmo quando submetido a concentrações elevadas de SST e SSV ao longo do período avaliado.

Tabela 5.6 – Resultados das análises de SST e SSV no esgoto bruto e no efluente dos três filtros investigados

Parâmetro	Unidade	Concentração Média (mg.L ⁻¹)		
	EB	FVP-1	FVP-2	FV-NP
SST				
Nº de dados	52	17	17	18
Média	372	70	26	67
Mínimo	73	34	4	28
Máximo	1013	170	71	191
CV	0,67	0,49	0,70	0,62
SSV				
Nº de dados	52	17	17	18
Média	277	50	21	44
Mínimo	60	27	3	17
Máximo	813	82	51	92
CV	0,67	0,31	0,72	0,49

FVP-1: Filtro vertical plantado com Tifton-85 (inicialmente plantado com taboa); FV-NP: Filtro vertical não plantado (unidade-controle) e FVP-2 – Filtro vertical plantado com o híbrido Tifton-85, desde o início.

Os resultados obtidos do 1º estágio do SF não estão ainda de acordo com o preconizado pela AERCM (2005) para o SF completo, *com os dois estágios*, que afirma ser a concentração efluente de SST relativamente independente da concentração na entrada, variando de 10 a 20 mg.L⁻¹. Embora não tenha havido redução significativa dos valores absolutos do CV das concentrações de SST após passar pelos filtros, isto foi observado em relação às eficiências: foram obtidas elevadas eficiências, acompanhadas por baixos valores de CV do efluente

(iguais a 0,08 para FVP-2 e 0,13 para o FV-NP, respectivamente), mesmo com as variações das concentrações do esgoto bruto sendo tão elevadas (CV = 0,64).

Os resultados obtidos de SST e SSV mostram a boa eficiência do sistema na remoção de sólidos, sobretudo do FVP-2, no qual a média das eficiências de remoção de SST foi igual a **93%** (Tabela 5.7). Este valor está compatível com a média de remoção de SST alcançada por Molle *et al.* (2005) de 89% para o 1º estágio do SF típico.

O satisfatório desempenho do sistema em relação à remoção de sólidos possivelmente está associada ao estabelecimento do biofilme e da cobertura vegetal, que têm papel fundamental na retenção dos sólidos na superfície. Além disto, após o período de partida, observou-se o maior desenvolvimento da camada superficial de lodo (que atua aprisionando os sólidos, e possibilitando a formação parcial e eventual da lâmina d'água na superfície) e da cobertura vegetal sobre toda a área do filtro FVP-2, garantindo a melhor distribuição do esgoto bruto.

Tabela 5.7 – Eficiências de remoção de SST e SSV do esgoto bruto, para os três filtros avaliados

Parâmetro	Eficiências de remoção (%)		
	FVP-1	FVP-2	FV-NP
SST			
<i>Média das eficiências¹</i>	81	93	82
<i>Eficiência média²</i>	72	90	80
Mínimo	56	78	61
Máximo	95	99	96
CV	0,17	0,08	0,13
SSV			
<i>Média das eficiências¹</i>	82	93	84
<i>Eficiência média²</i>	72	90	81
Mínimo	45	79	51
Máximo	93	99	96
CV	0,19	0,08	0,17

¹ Obtida pela média aritmética das eficiências obtidas.

² Obtida a partir das concentrações médias do esgoto bruto e do efluente final.

A menor eficiência obtida no FVP-1 possivelmente está relacionada aos problemas com o plantio já relatados, sendo observado o crescimento muito menor da vegetação (e morte frequente da maioria das plantas) e sua distribuição não uniforme ao longo do filtro, além da distribuição desigual e parcial da camada superficial de lodo na superfície, que resultaram na formação de nítidos caminhos preferenciais para o escoamento dos esgotos e do

aproveitamento menor do seu volume útil. Além disto, nesta unidade houve uma grande perda do volume aplicado (aproximadamente 47% do volume aplicado não foi recuperado na saída desta unidade), detalhada no item 5.4 desta tese, que culminaram na completa descaracterização desta unidade e em dúvidas relativas à real TAH efetivamente aplicada nesta unidade.

A relação SSV/SST para o esgoto bruto e o efluente tratado das unidades pesquisadas é apresentada na Tabela 5.8. Segundo Jordão e Pessoa (2005), para esgoto bruto tipicamente doméstico, esta relação varia entre 0,75 e 0,77. O valor encontrado de 0,74 do esgoto bruto encontra-se bem próximo ao limite inferior desta faixa de referência, indicando sua natureza orgânica e típica biodegradabilidade. Observa-se uma redução deste valor, após sua passagem pelos filtros nos FVP-1 e FVP-NP (Tabela 5.8), indicando que houve diminuição da fração orgânica dos sólidos do esgoto bruto após sua passagem por estes dois filtros. Esta redução é esperada devido à atuação dos processos naturais de mineralização da fração orgânica. Entretanto, para o FVP-2, foi observado aumento desta relação, que passou de 0,74 (no esgoto bruto) para 0,81 (no efluente do FVP-2), enquanto a eficiência de remoção de SSV neste filtro foi a mais elevada, igual a 92%.

Tabela 5.8 – Relação SSV/SST média no esgoto bruto e tratado

Parâmetro	EB	FVP-1	FVP-2	FV-NP
SST	372	70	26	67
SSV	277	50	21	44
SSV/SST	0,74	0,71	0,81	0,66

EB = esgoto bruto, FVP-1 = filtro vertical plantado com Tifton-85 (inicial-mente plantado com taboa); FV-NP = filtro vertical não plantado (unidade-controle); e FVP-2 = filtro vertical plantado com o híbrido Tifton-85, desde o início.

Este aumento no valor da relação SSV/SST no FVP-2 pode estar relacionado ao desprendimento eventual dos microorganismos do biofilme. Embora seja esperada uma menor concentração de sólidos no efluente em decorrência do elevado tempo de retenção celular no sistema, o desprendimento eventual pode causar a elevação da concentração de SSV do efluente, dificultando a redução do valor dessa relação. Considerando que a eficiência de remoção de DBO foi maior no FVP-2 (Tabela 5.10), parece ter ocorrido uma maior concentração de bactérias heterotróficas neste filtro. Isto faz sentido, tendo em vista que no FVP-2 há maior área para fixação e desenvolvimento dos microorganismos, devido à presença das plantas e seu sistema radicular, além da camada de lodo, ambos observados em maior quantidade no FVP-2.

O aumento no valor de SSV/SST no FVP-2 pode estar também associado a uma maior redução de SSF neste filtro. No FVP-2 foi observado maior desenvolvimento e melhor distribuição da vegetação e camada de lodo superficial (parte constituída por SSF), aumentando a possibilidade de interceptação e filtração dos sólidos no topo e ao longo do meio filtrante.

5.3.1.2 Avaliação do atendimento à legislação ambiental

As concentrações médias de SST obtidas no FVP-1, FVP-2 e FV-NP foram iguais a 70, 26 e 67 mg.L⁻¹, respectivamente. Desta forma, todos os filtros foram capazes de gerar um efluente que atende ao padrão de lançamento estabelecido pela *DN COPAM/CERH n^o 01/2008*, igual a **100 mg.L⁻¹**. Estes resultados indicam que, para o atendimento a SST, não seria necessário o 2^o estágio do SF ou outra unidade para complementar seu tratamento.

A Figura 5.2 apresenta os gráficos *box-plot* das concentrações de SST e SSV, para os três filtros investigados.

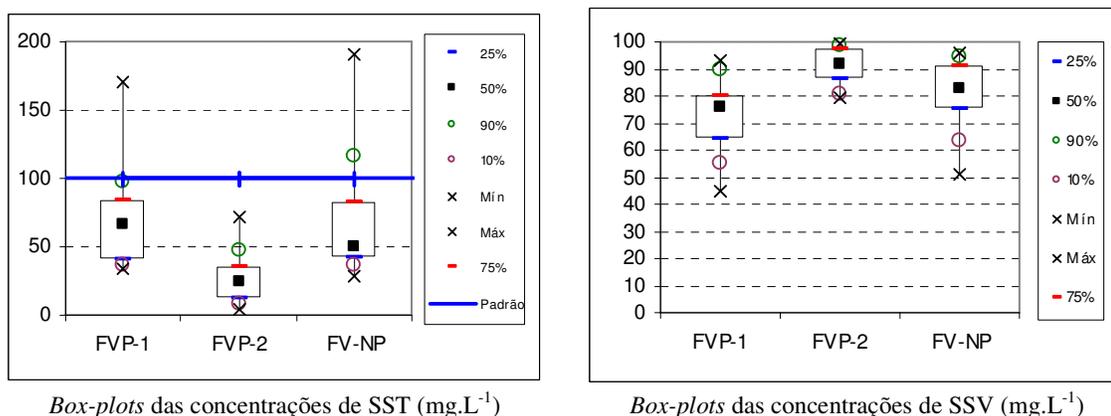


Figura 5.2 – Gráficos *box-plot* das concentrações de SST e SSV e percentis das concentrações e eficiências de remoção destes parâmetros, para os três filtros investigados.

Os gráficos mostrados na Figura 5.2 confirmam o bom desempenho do sistema na remoção de sólidos. Apenas cerca de 10% dos resultados do FVP-1 e do FV-NP foram superiores ao padrão de lançamento igual a **100 mg.L⁻¹** e para o FVP-2, todos os resultados atenderam ao padrão. Vale lembrar que o FVP-1 foi bastante descaracterizado em sua concepção inicial e mesmo com todos os problemas ocorridos nesta unidade (com o plantio e de vazamento, abordado no item 5.4.1), a concentração média obtida atendeu à legislação ambiental.

Pode-se visualizar pela Figura 5.2 o melhor desempenho do FVP-2 na remoção de SST e SSV, seguido pelo FV-NP e FVP-1. O pior desempenho do FVP-1 era em parte esperado devido aos vários problemas ocorridos, relacionados ao crescimento da taboa, ao desenvolvimento ruim e não uniforme do lodo na superfície, resultando na má distribuição do esgoto bruto no FVP-1 e à perda de grande parte do volume aplicado.

Observa-se também a menor variabilidade dos resultados de concentração e eficiências de remoção de SST e SSV para o FVP-2. Isto sugere que a vegetação teve papel importante na retenção dos sólidos, mas não apenas a sua presença é importante para garantia de uma satisfatória remoção de sólidos, mas sua boa cobertura, uniformidade e densidade ao longo de toda a área do filtro.

5.3.2 Matéria orgânica

5.3.2.1 Estatística descritiva dos dados

A avaliação da matéria orgânica foi feita por meio dos indicadores DBO e DQO. Nas Tabelas 5.9 e 5.10 são apresentados, respectivamente, os resultados médios obtidos destes indicadores e as eficiências de remoção, para as três unidades avaliadas.

Tabela 5.9 – Resultados das análises de DBO e DQO no esgoto bruto e no efluente dos três filtros investigados

Parâmetro	Unidade	Concentração média (mg.L ⁻¹)		
	EB	FVP-1	FVP-2	FV-NP
DBO				
Nº de dados	46	14	17	15
Média	314	90	50	79
Mínimo	127	29	6	33
Máximo	621	156	92	154,5
CV	0,42	0,41	0,52	0,42
DQO				
Nº de dados	62	19	22	21
Média	560	208	105	146
Mínimo	174	73	25	60
Máximo	1365	473	180	284
CV	0,44	0,45	0,46	0,38

FVP-1 = filtro vertical plantado com Tifton-85 (inicialmente plantado com taboa); FV-NP = filtro vertical não plantado (unidade-controle); e FVP-2 = filtro vertical plantado com o híbrido Tifton-85, desde o início.

Tabela 5.10 – Eficiências de remoção de DBO e DQO do esgoto bruto, para os três filtros avaliados

Parâmetro	Eficiências de remoção (%)		
	FVP-1	FVP-2	FV-NP
DBO			
<i>Média das eficiências¹</i>	71	84	75
<i>Eficiência média²</i>	60	84	72
Mínimo	36	66	41
Máximo	91	99	88
CV	0,28	0,10	0,17
DQO			
<i>Média das eficiências¹</i>	63	81	74
<i>Eficiência das médias²</i>	51	80	70
Mínimo	-21	35	9
Máximo	85	94	93
CV	0,63	0,17	0,27

¹ Obtida pela média aritmética das eficiências obtidas.

² Obtida a partir das concentrações médias do esgoto bruto e do efluente final.

Os resultados obtidos de DBO e DQO mostram um bom desempenho do 1º estágio na remoção de matéria orgânica para o FVP-2, sendo obtidas para a média das eficiências valores superiores a 81% (Tabela 5.10).

Durante o período de partida, as eficiências médias de remoção de DBO e DQO foram inferiores a 43%. A melhoria substancial do desempenho do sistema em relação à remoção destes indicadores possivelmente está associada ao estabelecimento do biofilme, que tem papel fundamental na oxidação da matéria orgânica biodegradável e do crescimento da cobertura vegetal, que serve de suporte à fixação dos microorganismos que crescem aderidos. Além disto, após o período de partida, observou-se a formação parcial da camada superficial de lodo nas três unidades e o desenvolvimento uniforme da cobertura vegetal ao longo da área superficial do FVP-2 (no FVP-1, em nenhum momento a vegetação se desenvolveu de maneira uniforme ao longo da superfície). Isto possibilitou a formação eventual da lâmina d'água na superfície, garantindo a melhoria visível na distribuição do esgoto bruto sobre o FV-NP e o FVP-2, com conseqüente maior aproveitamento de seus volumes úteis. Como já abordado, esta lâmina promove o arraste do oxigênio para as camadas mais inferiores, melhorando ainda mais as condições de oxigenação do meio suporte, já tipicamente muito boas devido às condições de intermitência na alimentação às quais este é submetido.

Em relação à variabilidade das eficiências de remoção obtidas para DBO e DQO, estas não foram significativas, conforme pode ser verificado pelos dados mostrados na Tabela 5.10 (CV variou entre 0,10 e 0,27 nos FV-NP e FVP-2), enquanto as variações das concentrações do esgoto bruto foram significativas, conforme indica a Tabela 5.9 (CV = 0,42 para DBO e CV = 0,44 para DQO). Estes resultados indicam que o sistema foi resistente às variações elevadas das concentrações do esgoto bruto.

Os valores absolutos das eficiências de remoção foram superiores no FVP-2, possivelmente devido ao desenvolvimento mais denso e uniforme da cobertura vegetal ao longo de toda a superfície do filtro, o que não foi observado no FVP-1, anteriormente plantado com taboa. No FVP-1, a vegetação não se estabeleceu uniformemente ao longo da superfície e a presença de plantas invasoras ainda é um grande problema operacional. Tal como já abordado, o lodo na superfície também se desenvolveu de maneira dispersa e não uniforme (formando nítidos caminhos preferenciais para a passagem do esgoto) e houve formação de zonas mortas de tamanho consideráveis em suas extremidades, não utilizadas efetivamente para o escoamento do esgoto. Isto, aliado à má distribuição do sistema de alimentação neste filtro, fez com que o aproveitamento real do volume útil no FVP-1 tenha sido muito inferior ao do FVP-2 e FV-NP, prejudicando a sua avaliação, de uma forma geral, e dificultando muito sua comparação com estes dois filtros, pela sua grande descaracterização. Além disto, uma parte significativa do volume aplicado no FVP-1 não foi recuperada na sua saída (47% do volume aplicado foi perdido), tendo sido comprovada a passagem do esgoto entre os filtros, pelas paredes laterais das três unidades investigadas (os detalhes são discutidos no item 5.4 desta tese). Desta forma há também dúvidas em relação ao valor real da TAH efetivamente recebida nesta unidade.

No FVP-2, a média das eficiências de remoção de DQO foi igual a 81%, coerente com a média obtida por Molle *et al.* (2005) para o 1º estágio do SF, que foi de 82%. Este valor seria maior, caso no cálculo de obtenção das eficiências de remoção não tivessem sido utilizadas as concentrações do esgoto bruto antes de chegar à caixa de alimentação (e conseqüente não consideração dos picos de concentração afluente aos quais os filtros foram seguramente submetidos). As freqüentes quedas de energia elétrica na ETE Arrudas, sobretudo durante o período chuvoso, possivelmente também prejudicaram seu desempenho, pois causavam o desligamento da bomba de alimentação intermitente, cujo adequado funcionamento é essencial para garantia das boas condições de oxigenação no meio suporte e da rápida distribuição do esgoto bruto ao longo de toda a área.

A relação DQO/DBO para o esgoto bruto e o efluente tratado das unidades pesquisadas é apresentada na Tabela 5.11. Para esgotos domésticos típicos, esta relação varia entre 1,7 e 2,4 e para o esgoto tratado este valor é usualmente superior a 2,5 (VON SPERLING, 2005). O valor encontrado de 1,82 para o esgoto bruto indica que a fração biodegradável é elevada, fato esperado por tratar-se de um esgoto tipicamente doméstico. Para a maioria dos sistemas biológicos de tratamento de esgotos domésticos, é observado o aumento desta relação após o tratamento, indicando a redução gradual da parcela biodegradável da matéria orgânica (expressa pela DBO), enquanto a fração inerte é pouco afetada.

Tabela 5.11 – Relação DQO/DBO no esgoto bruto e no efluente dos filtros investigados (valores médios)

Parâmetro	EB	FVP-1	FVP-2	FV-NP
DQO (mg.L ⁻¹)	560	208	105	146
DBO (mg.L ⁻¹)	314	90	50	79
DQO/DBO (-)	1,78	2,31	2,10	1,85

FVP-1 = filtro vertical plantado com Tifton-85 (inicialmente plantado com taboa); FV-NP = filtro vertical não plantado (unidade-controle); e FVP-2 = filtro vertical plantado com o híbrido Tifton-85, desde o início.

Observa-se um aumento pouco representativo no valor da relação DQO/DBO do esgoto bruto após sua passagem pelos três filtros, indicando certa redução desta parcela biodegradável da matéria orgânica. Este aumento pouco substancial da relação DQO/DBO pode estar relacionado à redução de elevada fração inerte e de mais difícil biodegradabilidade da DQO particulada, associada aos sólidos suspensos, pela sua remoção na camada mais superficial do filtro, ao longo do meio filtrante e no sistema radicular dos filtros plantados FVP-1 e FVP-2.

A Figura 5.3 apresenta o gráfico de dispersão das taxas de aplicação de DQO e SST do esgoto bruto.

De um modo geral, a Figura 5.3 ilustra um pequeno aumento da carga aplicada de SST com o aumento da carga aplicada de DQO, entretanto observa-se uma dispersão muito elevada que poderia indicar uma baixa associação positiva entre estas duas variáveis, em desacordo com Winter e Goetz (2003), que afirmam existir uma forte correlação entre as cargas de SST e DQO para o esgoto bruto. Por outro lado, a acentuada dispersão (variação) verificada entre as cargas aplicadas de DQO e SST (ambas variáveis estocásticas) demonstra possivelmente que a aleatoriedade presente nas cargas de DQO não pode ser explicada unicamente pela variação das cargas de SST.

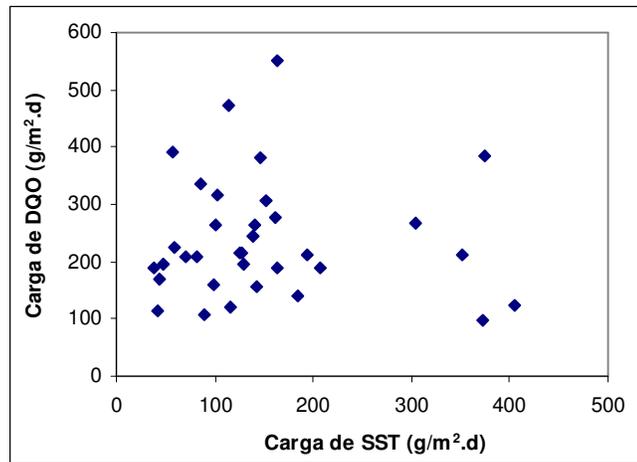


Figura 5.3 – Diagrama de dispersão entre a carga aplicada de DQO e SST ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$).

Nota: as cargas aplicadas de DQO e SST foram obtidas pela multiplicação da *vazão média* ($11,9 \text{ m}^3.\text{d}^{-1}$) pelas respectivas concentrações de SST do esgoto bruto. Portanto, os gráficos representam também a dispersão das concentrações.

A Figura 5.4 apresenta o gráfico de dispersão da concentração efluente de DQO (mg.L^{-1}) em função da taxa de aplicação de DQO ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$), para as três unidades investigadas.

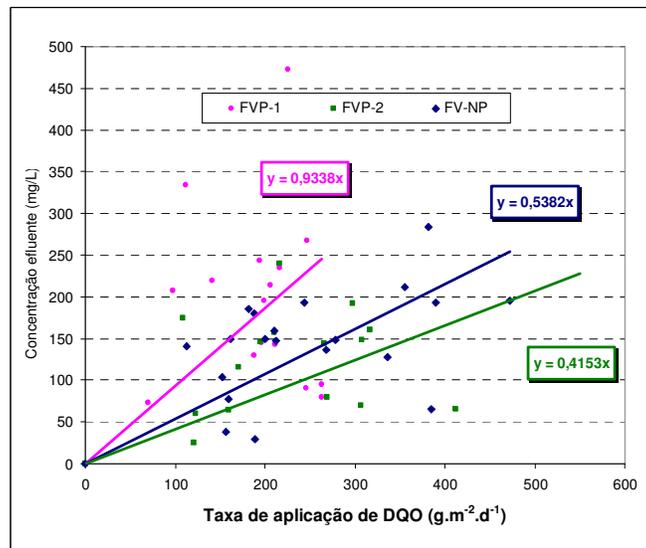


Figura 5.4 – Diagrama de dispersão entre DQO efluente (mg.L^{-1}) em função da taxa de aplicação de DQO ($\text{g.m}^{-2}.\text{d}^{-1}$), para as três unidades investigadas.

Nota: a carga de DQO foi obtida pela multiplicação da *vazão média* ($11,9 \text{ m}^3.\text{d}^{-1}$) pelas respectivas concentrações de DQO do esgoto bruto.

De um modo geral, a Figura 5.4 ilustra o aumento das concentrações de DQO efluente com o aumento das cargas (e concentrações) aplicadas de DQO, bem como o melhor desempenho para o FVP-2, representado pela curva verde. Entretanto os ajustes obtidos foram muito ruins,

sendo constatada elevada dispersão dos resultados para os três filtros investigados. Tal fato, a princípio, indica que as concentrações de DQO efluente são fracamente dependentes das taxas orgânicas aplicadas de DQO, o que estaria de acordo com o observado por Kadlec e Wallace (2008). A baixa correlação entre estas variáveis indica, ainda, a robustez da tecnologia, também constatada, como comentado, pela manutenção de eficiências elevadas durante todo o período experimental, mesmo tendo sido observadas variações bastante consideráveis nas concentrações do esgoto bruto.

Entretanto, a acentuada dispersão (variação) verificada entre as concentrações de DQO afluente e efluente (ambas variáveis estocásticas) indicam que a aleatoriedade presente nas concentrações de DQO não pode ser explicada unicamente pela variação das concentrações afluentes. A inserção de outras variáveis (tais como temperatura, pluviosidade, umidade do ar etc) poderia explicar melhor a relação entre estas duas variáveis, mostrando, eventualmente, uma maior correlação entre elas.

5.3.2.2 Avaliação do atendimento à legislação ambiental

A Figuras 5.5 e 5.6 apresentam, respectivamente, os gráficos box-plot das concentrações e eficiências obtidas na remoção de DBO e DQO, para os três filtros investigados. Os gráficos mostram um desempenho entre bom e razoável para a remoção de matéria orgânica.

A legislação estadual mineira (DN COPAM/CERH 01/2008) estabelece para sistemas de esgotos sanitários o padrão de lançamento em corpos d'água de DBO igual a 60 mg.L^{-1} ou *eficiência mínima do tratamento de 60% e média anual igual ou superior a 70%*. Para DQO, o padrão é de 180 mg.L^{-1} ou *eficiência mínima do tratamento de 55% e média anual igual ou superior a 65%*.

Em relação ao atendimento ao padrão estabelecido nesta normativa para o valor absoluto da concentração de DBO (60 mg.L^{-1}), os percentuais de atendimento foram baixos: 59% para o FVP-2, 22% para o FV-NP e 8% para o FVP-1 (Figura 5.5).

Quanto à eficiência mínima de 60%, os percentuais de atendimento à legislação vigente foram iguais a 36% para o FVP-1 e 84% para o FV-NP. Para o FVP-2 todos os dados atenderam a este padrão. Quanto à eficiência média de 70% preconizada, todas as unidades atenderam à legislação, tendo em vista que a média das eficiências foi superior a este valor de corte em todas as unidades (71% para o FVP-1, 75% para o FV-NP e 84% para o FVP-2). Desta forma,

quanto à DBO, a única unidade que atenderia plenamente a legislação ambiental vigente seria o filtro plantado com tifton (*FVP-2*).

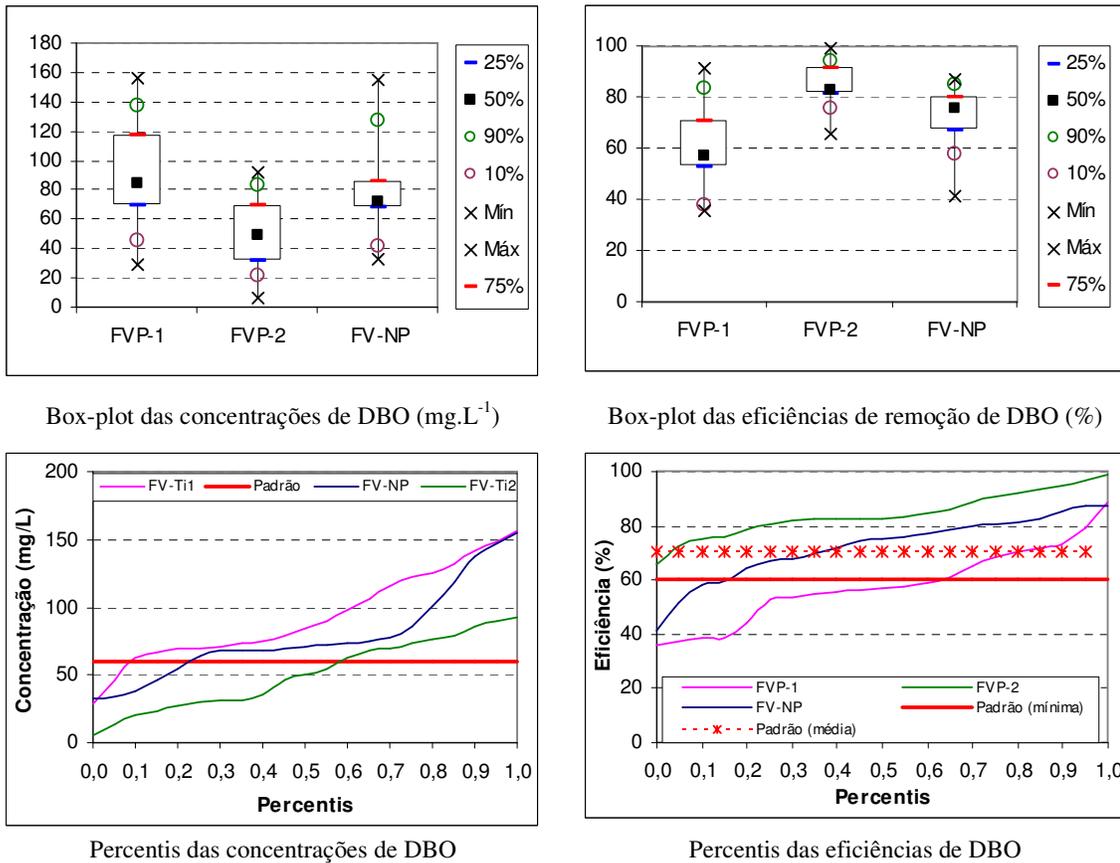


Figura 5.5 – Gráficos *box-plot* das concentrações e eficiências de DBO, para os três filtros investigados.

Reitera-se, novamente, o elevado potencial dos Sistemas Franceses para remoção de matéria orgânica, tendo em vista que apenas o seu 1^o estágio foi avaliado nesta tese, e a tecnologia completa prevê o 2^o estágio para remoção complementar dos poluentes que deixam o 1^o estágio.

Em relação ao atendimento aos padrões estabelecidos nesta normativa para concentração de DQO (180 mg.L⁻¹), os percentuais de atendimento foram mais elevados para o FVP-2 (94%) e para o FV-NP (67%) e baixo para o FVP-1 (43%).

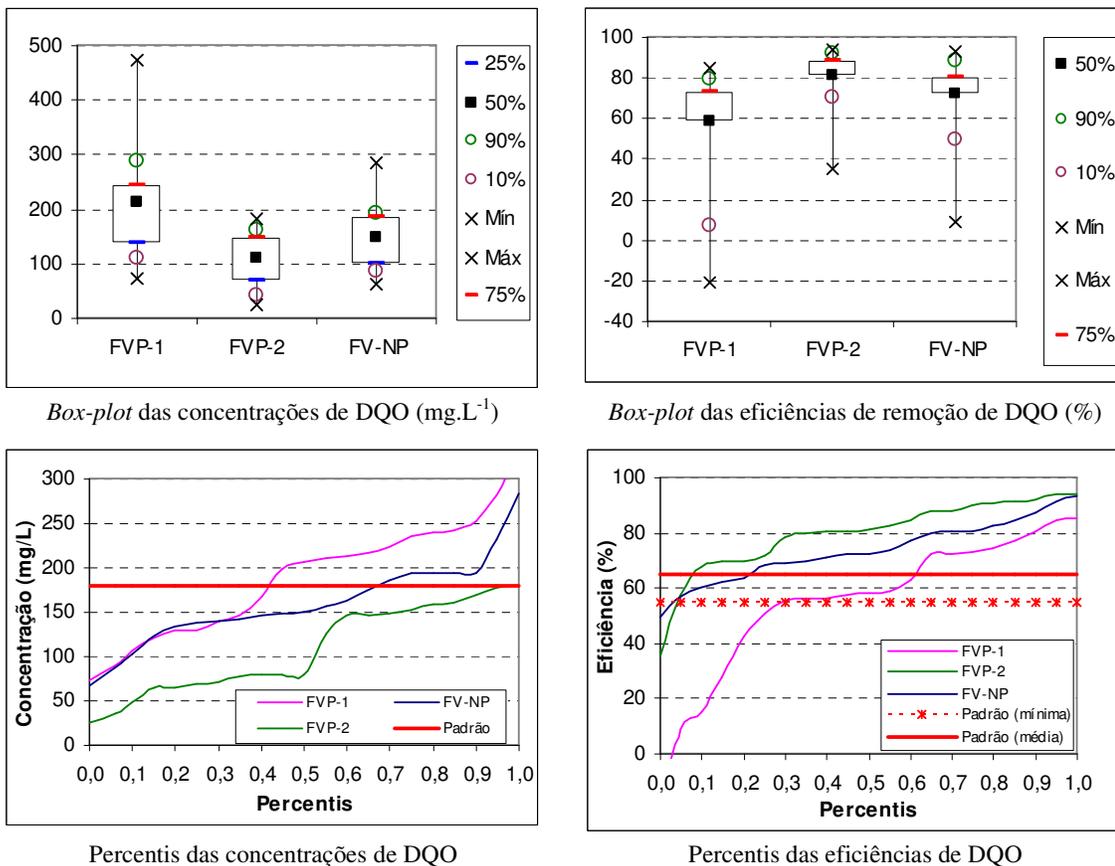


Figura 5.6 – Gráficos *box-plot* e distribuições de frequência acumulada das concentrações e eficiências de DQO, para os três filtros investigados.

Quanto ao atendimento da eficiência média de 65%, os filtros FV-NP e FVP-2 atenderam à legislação, tendo em vista que as médias das eficiências nestas unidades foram superiores a este valor de corte (74% para o FV-NP e 81% para o FVP-2). Quanto à eficiência mínima de 60%, os percentuais de atendimento à legislação vigente foram iguais a 36% para o FVP-1, 95% para o filtro FV-NP e 100% para o FVP-2. Desta forma, quanto à DQO, rigorosamente, nenhuma das unidades atenderia à legislação ambiental vigente. O melhor desempenho na remoção de DQO foi novamente observado para o *FVP-2*, que foi quase suficiente para atender à legislação ambiental vigente do Estado, em relação a este parâmetro.

Cabe lembrar também que foram adotados os valores das concentrações de DBO e DQO do esgoto bruto antes de sua chegada à caixa de alimentação. Os picos de concentração afluente, aos quais os filtros foram seguramente submetidos, não foram considerados e caso tivessem sido adotados conduziriam a valores maiores nos cálculos de eficiências médias de remoção. Além disto, as quedas de energia, frequentes durante o período chuvoso, possivelmente prejudicaram o desempenho do sistema, comprovando o elevado potencial do 1º estágio de

um SF típico para remoção de matéria orgânica do esgoto bruto, submetido apenas ao tratamento preliminar.

Em relação ao baixo desempenho na remoção de matéria orgânica do FVP-1, este possivelmente está associado aos vários problemas ocorridos nesta unidade, já comentados. A distribuição do esgoto afluyente nesta unidade foi muito ruim (elevada presença de zonas mortas não aproveitadas e de caminhos preferenciais), além dos problemas para o estabelecimento da cobertura vegetal, necessidade de substituição da taboa pelo Tifton-85 e à elevada quantidade de espécies invasoras desde o início do monitoramento do sistema. Tudo isto resultou numa distribuição não homogênea da vegetação e do esgoto ao longo da área superficial, contribuindo ainda mais para a presença dos caminhos preferenciais nesta unidade e para sua completa descaracterização.

O baixo desempenho na remoção de matéria orgânica no FVP-1 parece indicar que a simples presença da vegetação não é suficiente para garantia de um bom desempenho na remoção de DBO, mas igualmente importante é a sua distribuição (densa, uniforme e homogênea como no FVP-2) ao longo de todo o filtro. Estes resultados sugerem a relevância da adequada distribuição do esgoto bruto e da cobertura vegetal ao longo da unidade, de maneira a garantir um melhor aproveitamento do seu volume útil.

Reitera-se que um desempenho insuficiente do sistema era esperado, tendo em vista que o sistema avaliado consistiu apenas do 1º estágio do SF típico. Estes resultados apontam, eventualmente, para a necessidade de uma etapa de pós-tratamento para o 1º estágio. O 2º estágio, integrante do SF típico, possivelmente atenderia plenamente à legislação, tendo em vista que seu principal objetivo é o de complementar a remoção dos poluentes que deixam o 1º estágio desta tecnologia.

5.3.3 Nitrogênio

5.3.3.1 Estatística descritiva dos dados

A Tabela 5.12 apresenta os resultados obtidos para as diversas formas de nitrogênio encontradas, para os três filtros avaliados.

Tabela 5.12 – Resultados das formas do nitrogênio analisadas

Parâmetro	Unidade	Concentração média (mg.L ⁻¹)		
	EB	FVP-1	FVP-2	FV-NP
NTK				
Nº de dados	31	8	11	12
Média	30	18	12	18
Mínimo	17,5	17	7	12
Máximo	38	25	16	29
CV	0,20	0,15	0,30	0,26
N-amoniacal				
Nº de dados	32	7	13	12
Média	27	16	10	15
Mínimo	18	14	5	12
Máximo	39	24	15	24
CV	0,19	0,32	0,28	0,14
Nitrito				
Nº de dados	32	7	12	13
Média	0,01	0,17	0,20	0,10
Mínimo	0,001	0,027	0,019	0,007
Máximo	0,040	0,495	0,791	0,698
CV	1,00	1,07	1,22	1,70
Nitrato				
Nº de dados	33	9	12	14
Média	0,2	5,9	19,2	9,2
Mínimo	0,0	1,2	6,2	2,4
Máximo	0,75	12,74	27,7	26,51
CV	0,98	0,59	0,38	0,80

FVP-1 = filtro vertical plantado com Tifton-85 (inicialmente plantado com taboa); FV-NP = filtro vertical não plantado (unidade-controle); e FVP-2 = filtro vertical plantado com o híbrido Tifton-85, desde o início.

As concentrações médias de N-amoniacal no efluente do FVP-2 e do FV-NP foram iguais a 10 e 15 mg.L⁻¹, respectivamente. Tomando-se como referência o padrão de lançamento em corpos receptores deste parâmetro, estabelecido pela Resolução CONAMA nº 357/2005 igual a 20 mg.L⁻¹ (temporariamente suspenso), ambos os valores médios atenderiam ao limite fixado.

A Figura 5.7 apresenta a distribuição das formas de nitrogênio no esgoto bruto e na saída das unidades, considerando os resultados médios obtidos, mostrados na Tabela 5.12.

Observa-se pela Figura 5.7 que a maior parte do nitrogênio presente no esgoto bruto encontra-se na forma de N-amoniacal. Possivelmente isto está relacionado à ocorrência de amonificação prévia do nitrogênio orgânico, no grande sistema de esgotamento sanitário da bacia do ribeirão Arrudas, em BH/MG, com elevado tempo de retenção dos esgotos.

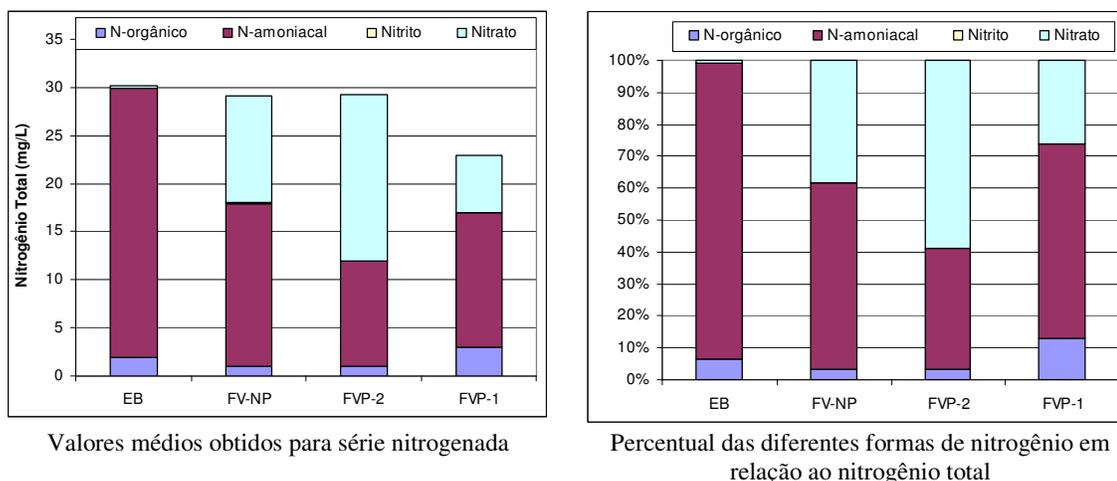


Figura 5.7 – Distribuição das formas do nitrogênio no esgoto bruto e efluente dos três filtros investigados (valores médios e percentuais em relação ao nitrogênio total).

Nota: os valores de N-orgânico e N-total foram calculados a partir dos dados médios mostrados na Tabela 5.12, usando as seguintes expressões: N-orgânico = NTK - N-amoniacoal e N-total = NTK + nitrito + nitrato.

Observa-se que as concentrações de nitrito obtidas no esgoto bruto e nos efluentes dos filtros foram muito pequenas, inferiores a $0,1 \text{ mg.L}^{-1}$ (Tabela 5.12). Tal fato é esperado, por tratar-se de um composto intermediário da nitrificação, bastante instável. Durante a nitrificação, o nitrito é rapidamente oxidado a nitrato, sendo difícil encontrá-lo na massa líquida.

Observa-se também que os valores absolutos e percentuais de nitrato (em relação ao nitrogênio total) no FVP-2 foram superiores aos do FV-NP, mesmo com a sua possível absorção pelo Tifton-85. Isto poderia indicar o papel da vegetação na melhoria das condições de oxigenação, fato contestado pela literatura. Como comentado no item de revisão, o híbrido Tifton-85 apresenta elevada capacidade de absorção de nitrato e possivelmente teve uma atuação no sentido de reduzir a sua concentração final.

Depois de passar pelos filtros, a concentração de N-amoniacoal foi reduzida, ao mesmo tempo em que se observa o aumento da concentração de nitrato, forte indício da ocorrência de nitrificação, em todos os filtros investigados. As concentrações médias de nitrato obtidas no efluente final foram elevadas (19 mg.L^{-1} para o FVP-2 e 9 mg.L^{-1} para o FV-NP), indicando também que houve expressiva nitrificação após a passagem dos esgotos pelos filtros.

Considerando os dados obtidos para a série nitrogenada, pode-se afirmar que a nitrificação foi a principal responsável pela remoção da amônia da massa líquida, pois:

- as perdas por volatilização podem ser consideradas insignificantes, uma vez que o pH variou entre 6,9 e 8,4 durante o período monitorado;
- a absorção pelas plantas, que depende da carga aplicada, é de no máximo 10% do Nitrogênio total (KADLEC; WALLACE, 2008) e;
- a desnitrificação é improvável ou pouco significativa, devido à típica manutenção das condições aeróbias no SF, otimizada pelas condições de alimentação feita por rápidas bateladas seqüenciais e alternância da aplicação entre as unidades.

A Tabela 5.13 apresenta os resultados obtidos para a eficiência de redução de NTK, nas três unidades investigadas.

Tabela 5.13 – Resultados das eficiências de remoção de NTK, para os três filtros avaliados

Parâmetro	Eficiências de Remoção (%)		
	FVP-1	FVP-2	FV-NP
NTK			
Nº de dados	8	11	14
<i>Média das eficiências¹</i>	33	60	43
<i>Eficiência média²</i>	38	60	38
Mínimo	18	45	17
Máximo	54	74	67
CV	0,40	0,13	0,33

FVP-1 = filtro vertical plantado com Tifton-85 (inicialmente plantado com taboa); FV-NP = filtro vertical não plantado (unidade-controle); e FVP-2 = filtro vertical plantado com o híbrido Tifton-85, desde o início.

¹ Obtida pela média aritmética das eficiências obtidas.

² Obtida a partir das concentrações médias do esgoto bruto e do efluente final.

Em relação às eficiências obtidas de NTK, apenas o FVP-2 obteve eficiências compatíveis com a média obtida por Molle *et al.* (2006), igual a 60%, indicando que a vegetação tem importante papel para garantir a boa oxigenação do meio e a nitrificação do afluente.

5.3.3.2 Influência de fatores ambientais na nitrificação

A Figura 5.8 mostra a série histórica da concentração de amônia efluente e da eficiência de nitrificação ao longo do período experimental, com destaque aos períodos em que foram efetuadas as podas da vegetação. As eficiências de nitrificação foram calculadas a partir das concentrações de NTK afluente e de N-amoniaco efluente, sendo consideradas apenas as datas em que se dispunham dos resultados de ambos os parâmetros.

As eficiências de nitrificação obtidas foram boas, sendo a média igual a 61% (mínima igual a 46% e máxima igual a 76%). Assim como observado por Freitas (2007), o gráfico indica uma relação positiva inversa entre estas duas variáveis. Observa-se, ainda, elevada variabilidade dos dados (tanto de eficiência quanto de N-amoniaco), parecendo haver certa sazonalidade, com queda na nitrificação nos meses de setembro e outubro.

Embora a concentração de N-amoniaco tenha variado bastante ao longo do período experimental, esta ficou abaixo do padrão de lançamento da Resolução CONAMA nº 357/2005 de 20 mg.L⁻¹ (temporariamente suspenso) durante praticamente todo o tempo (com exceção de um dado, no dia 31/08/10). Estes resultados corroboram o bom desempenho da nitrificação já no 1º estágio do SF e o elevado potencial para nitrificação do sistema completo (com dois estágios).

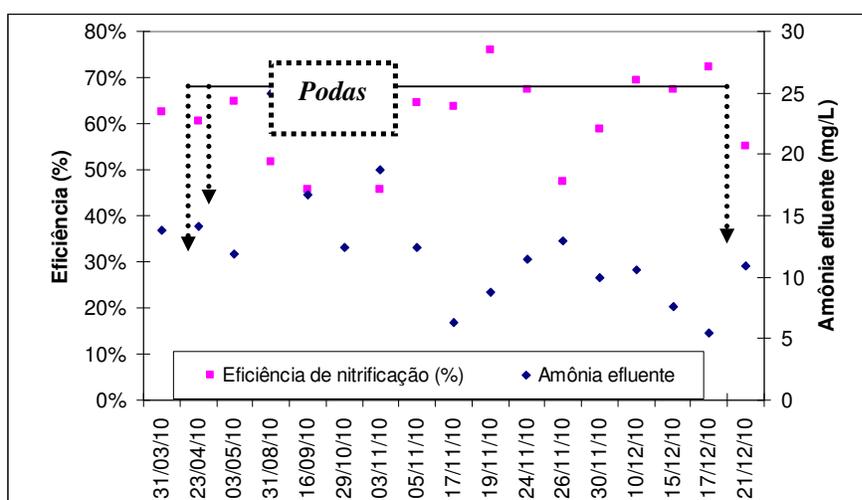


Figura 5.8 – Série histórica da concentração efluente de N-amoniaco e eficiência de nitrificação nos filtros FV-NP e FVP-2.

Obs.: ¹ como a concentração de N-orgânico era bastante baixa nos efluentes dos filtros FV-NP e FVP-2, a eficiência de nitrificação foi calculada considerando-se as concentrações de NTK afluente e de N-amoniaco efluente.

² os intervalos de tempo no eixo x foram colocados com o mesmo tamanho, embora não representem intervalos de tempo iguais, com o objetivo de possibilitar a visualização dos dados (houve elevada descontinuidade na obtenção dos resultados de monitoramento).

Observa-se certa sazonalidade nas variações das concentrações de N-amoniaco efluente e das eficiências de nitrificação, possivelmente relacionadas às condições climáticas e à frequência de cortes efetuados na vegetação. Após as podas do mês de maio (indicadas pelas setas pontilhadas na Figura 5.8), foram verificadas reduções nas eficiências de nitrificação e aumento das concentrações de N-amoniaco. Isto pode estar associado à queda das folhas quando as plantas estavam mais maduras e à remoção incompleta dos resíduos provenientes

das podas, fazendo com que parte do nitrogênio removido pelas plantas retornasse ao sistema. Após a poda realizada no mês de dezembro observou-se ligeira redução na nitrificação e redução das concentrações de N-amoniacal, possivelmente relacionados à absorção pelas plantas.

O gráfico da Figura 5.9 ilustra certa influência da temperatura na nitrificação, mostrando a redução da concentração efluente de N-amoniacal com o aumento da temperatura e vice-versa (aumento das concentrações de N-amoniacal efluente com a redução da temperatura). A temperatura média observada foi de 23,9 °C (mínima igual a 20,9 °C e máxima igual a 26,2 °C). Embora em nenhum momento tenham sido observadas temperaturas dentro da faixa ótima para nitrificação citada pela literatura (entre 28-36 °C), observa-se que foi possível obter boas eficiências de nitrificação, que variaram entre 46% e 76% durante o período de monitoramento. Os picos de N-amoniacal efluente (Figura 5.9) e as menores eficiências de remoção (Figura 5.10) foram observados quando a temperatura foi inferior a 22,5 °C, indicando um comprometimento do processo de nitrificação para temperaturas abaixo deste valor.

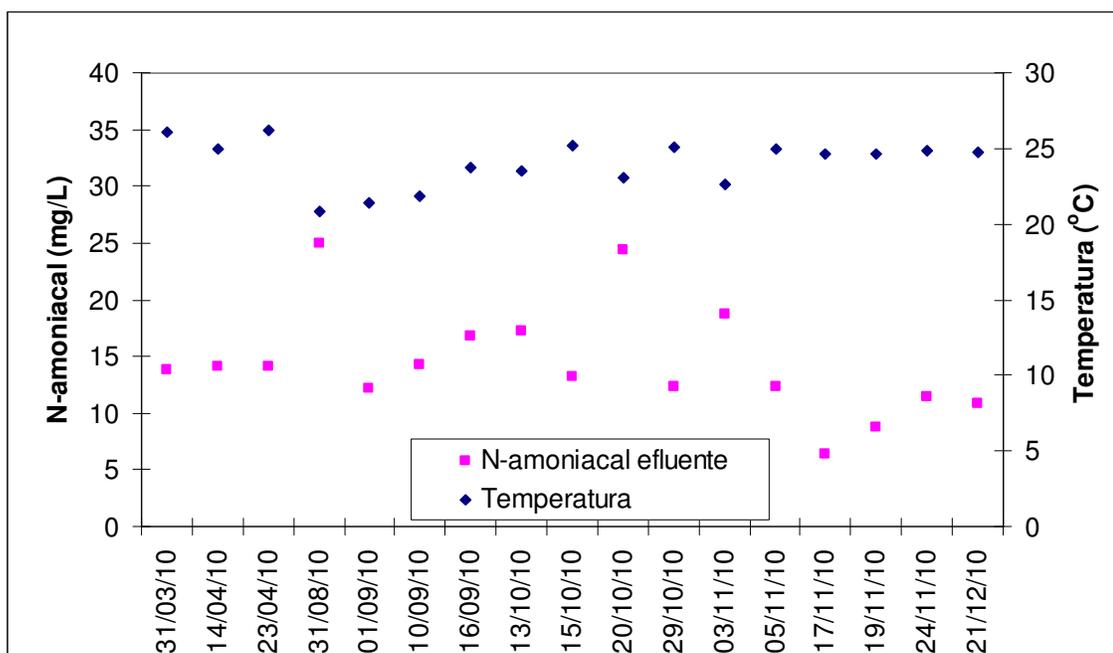


Figura 5.9 – Concentrações de N-amoniacal e temperaturas efluentes nos filtros FV-NP e FVP-2 ao longo do período experimental.

Obs.: os intervalos de tempo no eixo x foram colocados com o mesmo tamanho, embora não representem intervalos de tempo iguais, com o objetivo de possibilitar a visualização dos dados (devido à elevada descontinuidade na obtenção dos resultados de monitoramento).

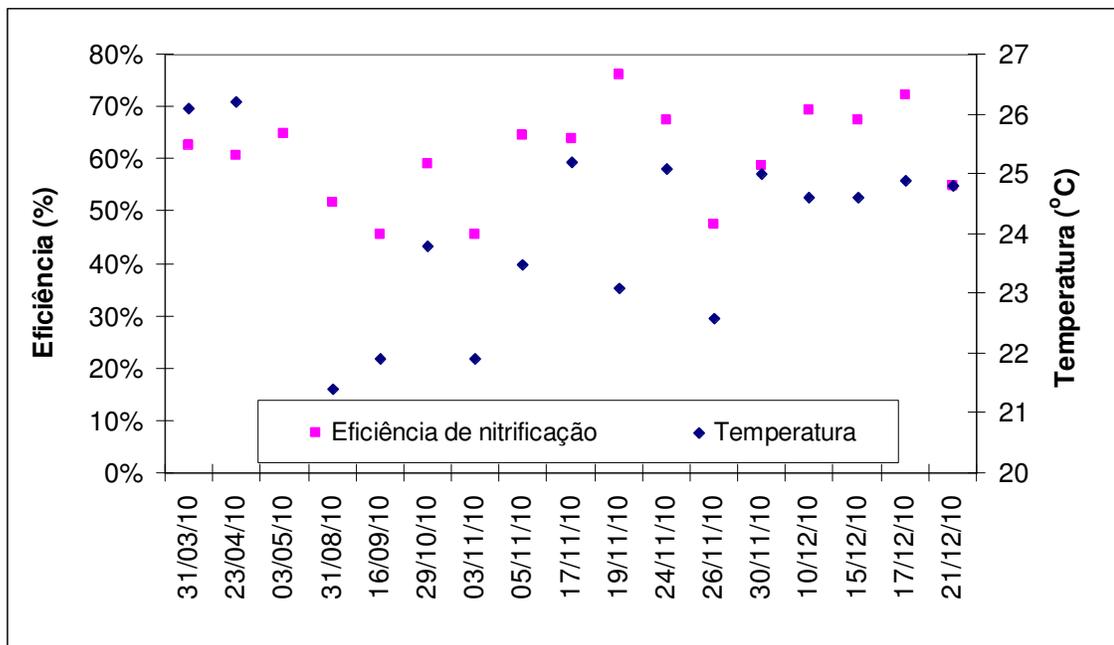


Figura 5.10 – Eficiências de nitrificação e temperaturas nos filtros FV-NP e FVP-2 ao longo do período experimental.

Obs.: os intervalos de tempo no eixo x foram colocados com o mesmo tamanho, embora não representem intervalos de tempo iguais, com o objetivo de possibilitar a visualização dos dados (devido à elevada descontinuidade na obtenção dos resultados de monitoramento).

A influência do oxigênio dissolvido na nitrificação não ficou muito evidente para os filtros FV-NP e FV-2. Para alguns dados foi verificada a tendência esperada de redução da nitrificação com o decréscimo do OD, entretanto esta tendência não foi observada durante todo o período experimental, como pode ser observado pela Figura 5.11. Assim como observado por Freitas (2007), acredita-se que outros fatores ambientais estejam influenciando mais o processo de nitrificação do que a concentração de OD.

As concentrações de OD se mantiveram acima de $1,8 \text{ mg.L}^{-1}$ (requisito para ocorrência da nitrificação, conforme literatura) durante todo o período experimental, sugerindo, eventualmente, uma menor influência do OD na nitrificação quando as exigências dos requisitos das bactérias nitrificantes quanto a este parâmetro são satisfeitos.

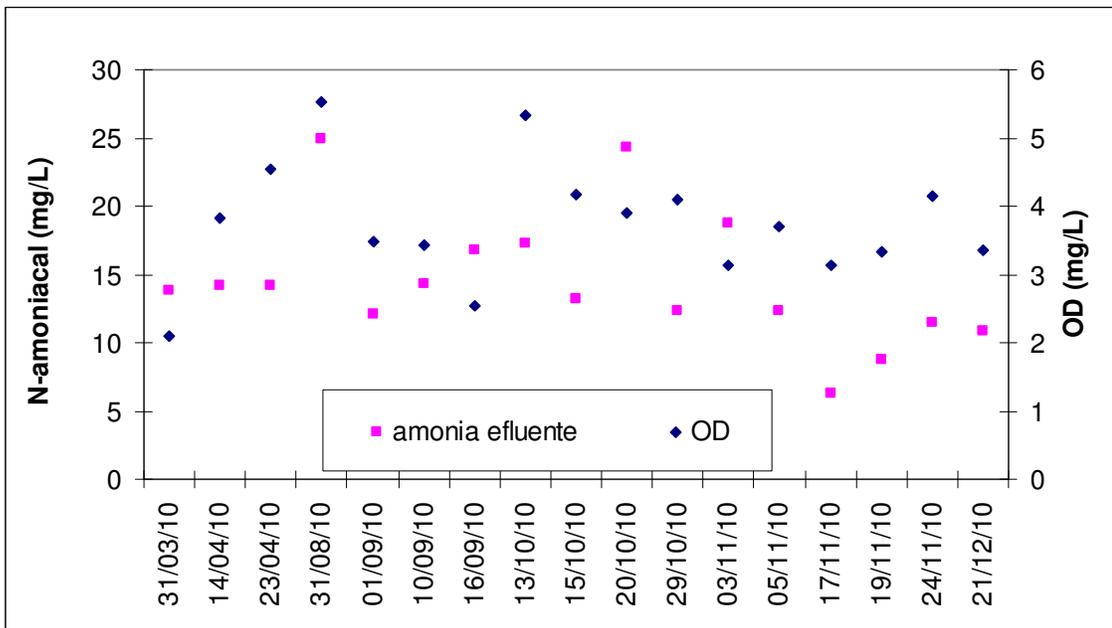


Figura 5.11 – Concentração de OD e N-amoniaco efluentes nos filtros FV-NP e FVP-2 ao longo do período experimental.

Obs.: os intervalos de tempo no eixo x foram colocados com o mesmo tamanho, embora não representem intervalos de tempo iguais, com o objetivo de possibilitar a visualização dos dados (devido à elevada descontinuidade na obtenção dos resultados de monitoramento).

No gráfico da Figura 5.12 são mostrados os valores de pH e as eficiências de nitrificação ao longo do período experimental.

Todos os valores de pH situaram-se abaixo do limite inferior da faixa considerada ótima para nitrificação (7,5-8,5), embora tenham sido encontradas boas eficiências de nitrificação (superiores a 70%).

Assim como ocorrido com o OD, não foi possível verificar a influência do pH na nitrificação, que aumentou com a concentração de pH apenas em alguns momentos (Figura 5.12). Acredita-se, igualmente, que outros fatores ambientais estejam influenciando mais o processo de nitrificação do que o pH.

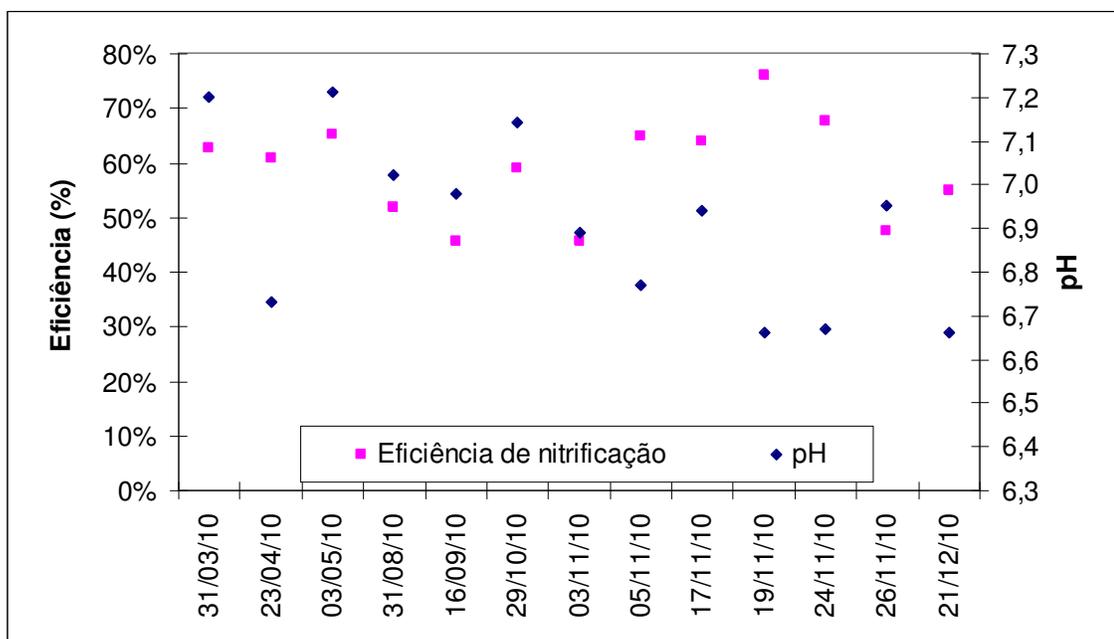


Figura 5.12 – Variação do pH e eficiência de nitrificação nos filtros FV-NP e FVP-2 ao longo do período experimental.

Obs.: os intervalos de tempo no eixo x foram colocados com o mesmo tamanho, embora não representem intervalos de tempo iguais, com o objetivo de possibilitar a visualização dos dados (houve elevada descontinuidade na obtenção dos resultados de monitoramento).

5.3.4. Comparação entre os resultados obtidos nos filtros plantados e não plantado

O principal objetivo deste item foi avaliar a influência da presença da vegetação na remoção de sólidos, matéria orgânica e formas de nitrogênio. Isto foi realizado por meio de análises estatísticas para verificar a igualdade da média e variância entre as concentrações efluentes do filtro plantado FVP-2 e não plantado FV-NP, sendo possível, portanto, comparar a qualidade do efluente gerado pelos dois filtros.

O FVP-1 não foi incluído nesta análise devido aos inúmeros problemas ocorridos nesta unidade: dificuldades iniciais com o plantio da taboa, morte freqüente da maioria das plantas; distribuição não uniforme e desigual da vegetação e camada superficial de lodo e, sobretudo, a elevada perda do volume aplicado (aproximadamente 47% do volume aplicado não foi recuperado na saída desta unidade), que culminaram na completa descaracterização desta unidade e em dúvidas relativas à real TAH efetivamente aplicada nesta unidade.

A fim de comparar estatisticamente os resultados obtidos pelo filtro plantado e não plantado, foram realizados testes não paramétricos. Esta decisão se justifica pelos resultados obtidos por OLIVEIRA (2006), após realização de amplo e rigoroso estudo estatístico de caracterização

do comportamento das concentrações dos parâmetros DBO, DQO, SST, NT, PT e CF, nos afluentes e efluentes de estações de tratamento de esgoto. Esta autora realizou 3.440 testes estatísticos, usando dados provenientes de 35 ETEs de 11 modalidades diferentes. Os resultados dos testes indicaram a não normalidade dos dados de concentração para as concentrações afluentes, sendo que para os dados efluentes, os resultados mostraram evidências mais conclusivas de desvios da normalidade.

Para verificação da hipótese de igualdade das médias entre os filtros plantado e não plantado, foi utilizado o teste não paramétrico de *Mann-Whitney* que é uma boa alternativa ao teste *t student*, uma vez que não exige nenhuma consideração sobre as distribuições populacionais e variâncias. O teste de *Mann-Whitney* apresenta uma eficiência relativa em relação ao *t student* de pelo menos 86,4% para qualquer distribuição contínua e 95,5% para a distribuição normal (GIBBONS, 1990).

O nível de significância dos testes estatísticos realizados foi fixado em 5%, ou seja, a confiança de que se tome a decisão acertada foi de 95%. A região de aceitação do teste situa-se no intervalo entre $-Z_{\alpha/2}$ e $+Z_{\alpha/2}$. Assim, quando o valor calculado para a estatística de teste (Z_{cal}) se encontrou dentro destes limites estabelecidos para a região de aceitação da distribuição de probabilidades, a hipótese nula não foi rejeitada. A memória de cálculo para obtenção da estatística de teste da distribuição de *Mann-Whitney* é apresentada no Apêndice D. A Tabela 5.14 mostra os resultados dos testes realizados.

Tabela 5.14 – Resultados do teste de significância para igualdade entre duas médias (teste de *Man-Whitney*, a 5% de significância)

Parâmetro	Hipótese nula - Ho	$Z_{calculado}$	$Z_{\alpha/2}$	Conclusão
SST	$\mu_{FVP-2} = \mu_{FV-NP}$	3,93	1,96	Rejeita Ho
SSV	$\mu_{FVP-2} = \mu_{FV-NP}$	4,01	1,96	Rejeita Ho
DBO	$\mu_{FVP-2} = \mu_{FV-NP}$	2,72	1,96	Rejeita Ho
DQO	$\mu_{FVP-2} = \mu_{FV-NP}$	2,49	1,96	Rejeita Ho
NTK	$\mu_{FVP-2} = \mu_{FV-NP}$	3,17	1,96	Rejeita Ho
N-amoniaco	$\mu_{FVP-2} = \mu_{FV-NP}$	3,97	1,96	Rejeita Ho
NO_3^-	$\mu_{FVP-2} = \mu_{FV-NP}$	-3,35	1,96	Rejeita Ho

μ_{FVP-2} = média populacional do FVP-2; e μ_{FV-NP} = média populacional do filtro não plantado FV-NP.

Observa-se pela Tabela 5.14 que os valores calculados da estatística de teste (Z_{cal}) para todos os parâmetros considerados se encontraram fora dos limites estabelecidos para a região de aceitação da distribuição de probabilidades de Mann-Whitney. Assim, para um nível de

significância α de 0,05, pode-se afirmar que há diferença significativa entre as médias das concentrações do filtro plantado FVP-2 e não plantado FV-NP, para todos os parâmetros monitorados (SST, SSV, DBO, DQO, NTK, N-amoniaco e nitrato).

Estes resultados demonstram o melhor desempenho do filtro plantado em relação ao não plantado, indicando que a vegetação tem papel importante na remoção de poluentes do 1º estágio de um sistema francês típico. A vegetação exerce, desta forma, papel fundamental na melhoria da qualidade do efluente final desta tecnologia de tratamento de esgotos, em relação à remoção de sólidos, matéria orgânica e formas de nitrogênio.

Para verificar a hipótese de igualdade das variâncias entre o filtro plantado e o não plantado foi utilizada a distribuição de probabilidade não paramétrica do tipo F (F de Snedocor), com graus de liberdade $\phi_1 = (n_1 - 1)$ e $\phi_2 = (n_2 - 1)$. Se o valor calculado para a estatística de teste (F_{cal}) estivesse dentro da região de aceitação da distribuição de probabilidades do tipo F , a hipótese era aceita com 95% de certeza. A rejeição da hipótese nula (igualdade das variâncias entre dois fitos) foi feita quando a estatística de teste F_{cal} foi inferior a $F_{\phi_1, \phi_2, \alpha/2}$ ou superior a $F_{\phi_1, \phi_2, 1-\alpha/2}$ (NAGUETTINI; ANDRADE PINTO, 2007). A memória de cálculo para obtenção da estatística de teste da distribuição do tipo F é apresentada no Apêndice E. A Tabela 5.15 mostra os resultados dos testes realizados.

Tabela 5.15 – Resultados dos testes de significância para igualdade de duas variâncias (teste F de Snedocor, a 5% de significância)

Parâmetro	Hipótese nula	$F_{superior}$	$F_{inferior}$	F_{cal}	Conclusão
SST	$\sigma^2_{FVP-2} = \sigma^2_{FV-NP}$	2,7	0,37	5,3	Rejeita H_0
SSV	$\sigma^2_{FVP-2} = \sigma^2_{FV-NP}$	2,7	0,37	2,1	Não se pode rejeitar H_0
DBO	$\sigma^2_{FVP-2} = \sigma^2_{FV-NP}$	2,92	0,35	1,7	Não se pode rejeitar H_0
DQO	$\sigma^2_{FVP-2} = \sigma^2_{FV-NP}$	2,45	0,41	1,3	Não se pode rejeitar H_0
NTK	$\sigma^2_{FVP-2} = \sigma^2_{FV-NP}$	3,53	0,27	1,8	Não se pode rejeitar H_0
N-amoniaco	$\sigma^2_{FVP-2} = \sigma^2_{FV-NP}$	3,43	0,30	0,6	Não se pode rejeitar H_0
NO_3^-	$\sigma^2_{FVP-2} = \sigma^2_{FV-NP}$	3,15	0,31	1	Não se pode rejeitar H_0

σ^2_{FVP-1} = variância no FVP-1 (anteriormente plantado com taboa); σ^2_{FVP-2} = variância no FVP-2 (plantado com Tifton-85 desde o início); e σ^2_{FV-NP} = variância no FV-NP (não plantado).

Observa-se pela Tabela 5.15 que a hipótese de igualdade entre as variâncias dos resultados obtidos no filtro plantado e não plantado, para todos os parâmetros monitorados (com exceção de SST), não pode ser rejeitada para um nível de significância igual a 0,05. Isto significa que as variâncias (variabilidade) dos resultados obtidos para os dois filtros (plantado e não plantado) podem ser consideradas iguais.

Em relação aos sólidos suspensos, as variâncias dos dois filtros não puderam ser consideradas iguais, indicando que para este parâmetro, o comportamento estatístico foi diferente nos dois filtros: não pode ser comprovada a igualdade nem a variabilidade dos resultados, indicando que a variância do filtro plantado foi menor quando comparada à do não plantado e, portanto, o filtro plantado foi mais resistente às elevadas variações das concentrações observadas no esgoto bruto.

Interessante notar que esta resistência às elevadas variações da concentração de SST do esgoto bruto observada para o 1º estágio está de acordo com o que se espera do comportamento dos SST em um sistema francês típico (após o 2º estágio). No sistema francês a concentração efluente de SST gira em torno de 10 a 20 mg.L⁻¹ (AERMC, 2005), sendo esta relativamente independente da concentração na entrada. Sendo assim, o 1º estágio da tecnologia já parece apresentar elevada resistência às elevadas variações das concentrações de SST do esgoto bruto (CV = 0,67, conforme Tabela 5.5).

5.4 Caracterização hidráulica do sistema investigado

A seguir são apresentados os resultados obtidos dos testes hidrodinâmicos realizados para os dois volumes pré-definidos iguais a 530 litros (aplicados em três minutos) e 940 litros (aplicados em cinco minutos), para a mesma Taxa de Aplicação Hidráulica recomendada na literatura (TAH = 0,4 m³.m⁻².d⁻¹). Os testes iniciais foram feitos com água, antes da partida do sistema (filtros limpos) e repetidos após 11 meses de operação (filtro em uso), com esgotos.

Os resultados obtidos mostram a influência do período de tempo de uso do filtro, do fracionamento do volume aplicado na unidade não plantada FV-NP (regime de aplicação) e da presença das plantas no tempo de permanência do esgoto no interior das unidades, bem como na variação de sua recuperação ao longo do tempo na saída, para uma mesma taxa de aplicação hidráulica (TAH = 0,4 m³.m⁻².d⁻¹).

5.4.1 Hidrogramas de vazão

A composição dos hidrogramas objetivou avaliar os tempos médios de permanência em cada unidade. Vale lembrar que para a elaboração destes testes foi aplicada apenas uma única batelada, realizando-se o monitoramento contínuo da saída do efluente e seu registro a cada minuto, até a saída total do esgoto aplicado.

Os testes foram feitos para todas as unidades com o volume da batelada igual a 940 L, correspondente ao regime de dosagem investigado nesta tese de doutorado. Para o FV-NP, foi aplicado também o volume de 530 L, visando verificar a influência do fracionamento do volume aplicado no tempo de permanência do líquido no filtro.

Verificou-se que nem todo o volume aplicado foi recuperado na saída do filtro em carga. A passagem do esgoto entre os filtros (vazamento pelas paredes laterais de interligação dos filtros) foi comprovada visualmente nas três unidades investigadas, o que ajuda a explicar esta recuperação incompleta do volume aplicado. A fim de averiguar esta passagem de água nos filtros usados, após a aplicação da batelada em um dos filtros, foram mensurados os volumes recuperados nos três PVs, correspondentes a cada um dos filtros (do filtro em carga e dos outros dois em repouso, não submetidos à aplicação). Ao se aplicar a batelada em um dos filtros, embora a maior fração do volume aplicado tenha sido recuperada na saída do PV imediatamente a jusante do filtro em carga, foi constatada também a presença de esgoto na saída dos outros dois filtros (em repouso).

A Tabela 5.16 apresenta, para os três filtros investigados, o volume total recuperado na saída, o tempo gasto para sua total recuperação e o percentual do volume recuperado em relação ao aplicado, para os dois volumes aplicados (940 e 530 L).

Além das perdas do volume aplicado confirmadas pela transposição de efluentes, houve perdas adicionais por evapotranspiração (não mensuradas) e, eventualmente, por infiltração.

Tabela 5.16 – Recuperação total do volume aplicado do esgoto na saída do filtro usado (testes feitos após 11 meses de operação do sistema)

Parâmetro	Volume da Batelada de 940 L		
	FVP-1	FVP-2	FV-NP
Volume total recuperado (L)	502	714	799
Tempo gasto para saída total do líquido (min.)	272 min	311 min	887 min
% Volume recuperado em relação ao aplicado (940 L)	53	76	85
Parâmetro	Volume da Batelada de 530 L		
Volume total recuperado (L)	286	435	493
Tempo gasto para saída total do líquido (min.)	401 min	427 min	1105 min
% Volume recuperado em relação ao aplicado (530 L)	54	82	93

O tempo médio gasto para a completa recuperação na saída do volume aplicado de 940 L foi maior para o FV-NP (filtro não plantado) quando comparado aos gastos para a total recuperação deste mesmo volume na saída dos filtros plantados (FVP-1 e FVP-2), para ambos os testes realizados (iniciais e após 11 meses), conforme valores mostrados na Tabela 5.16.

Tal fato está possivelmente associado aos caminhos preferenciais formados pelo crescimento da parte subterrânea das plantas (rizomas e raízes), que faz com que o esgoto flua mais rapidamente nos filtros plantados do que no não plantado. Sendo assim, as plantas parecem ter um importante papel no sentido de evitar a colmatção dos filtros, problema operacional frequentemente encontrado e mencionado nos FV-AP. Este menor tempo de permanência dos esgotos no filtro plantado parece não ter influenciado no desempenho do sistema (e na qualidade do efluente final gerado), conforme mostrado no item 5.3.

Do mesmo modo que constatado para o volume de 940 L, o tempo médio gasto para a completa recuperação na saída do volume aplicado de 530 L foi maior para o FV-NP (filtro não plantado), estando possivelmente associado à presença das plantas nas outras unidades.

Tendo em vista estas perdas verificadas de parte do volume aplicado, não foi possível obter, com precisão, os reais valores dos tempos de permanência do líquido em cada unidade. Para o FVP-1, uma fração significativa do volume aplicado não foi recuperada (47%), prejudicando ainda mais esta avaliação quantitativa dos resultados nesta unidade. Não é possível assegurar qual a influência deste volume muito inferior efetivamente recuperado (e aplicado) no tempo de permanência nesta unidade. No FVP-1 observou-se, adicionalmente, dificuldade em reter todo o volume aplicado pela tubulação afluyente no interior desta unidade. Durante a rápida aplicação dos esgotos, os “jatos” de líquido que saíam pelos orifícios das tubulações afluentes atingiam a superfície e as paredes com tanta força, que uma fração deste, eventualmente, se espalhava e extravasava para fora das paredes laterais externas, não adentrando no FVP-1. Esta quantidade perdida, visivelmente detectada apenas no FVP-1, também deve ter contribuído para a recuperação muito menor do volume aplicado neste filtro.

5.4.1.1 Avaliação da variação dos volumes na saída do FV-NP (unidade não plantada)

As Tabelas 5.17 e 5.18 apresentam os valores e percentuais dos volumes recuperados em relação aos efetivamente aplicados e recuperados na saída, para ambos os volumes (530 L e 940 L) e testes realizados (no início e após 11 meses).

Em relação à influência do tempo de uso do filtro, os percentuais de volume drenado recuperados na saída do FV-NP (em relação ao aplicado) foram menores para os testes realizados após 11 meses (filtro usado) em relação aos iniciais, durante todo o período de duração dos testes, para ambos os volumes aplicados (Tabela 5.17 e 5.18). Tal fato indica um aumento do tempo de permanência do esgoto no interior do filtro (unidade não plantada), com o tempo de operação do filtro.

Tabela 5.17 – Percentual de saída em relação ao volume efetivamente aplicado (para o volume de 530 L)

Período (min.)	Volume Drenado (L)		% Volume na Saída		% Volume Acumulado na Saída	
	Testes Iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes Iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes Iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)
0 a 10	146,96	123,52	16,51	11,27	16,51	11,27
10 a 20	96,37	98,7	10,83	9,01	27,34	20,28
20 a 30	83,48	76,5	9,38	6,98	36,72	27,26
30 a 40	81,54	46,06	9,16	4,20	45,88	31,46
40 a 50	67,54	44,51	7,59	4,06	53,47	35,52
50 a 60	54,6	41,613	6,14	3,80	59,61	39,01
60 a 70	45,18	47,736	5,08	4,36	64,69	43,37
70 a 80	44,75	49,257	5,03	4,49	69,72	47,86
80 a 90	23,32	48,102	2,62	4,39	72,34	52,25
...						
1.000 a 1.105	0,00	0,01	0,00	0,001	100	100

Tabela 5.18 – Percentual de saída em relação ao volume efetivamente aplicado (para o volume 940 L)

Período (min.)	Volume Drenado (L)		% Volume na Saída		% Volume Acumulado na Saída	
	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)
0 a 10	361,34	240,86	29,05	19,21	29,05	23,21
10 a 20	132,03	136,10	10,62	10,85	39,67	36,95
20 a 30	46,86	45,86	3,77	3,66	43,43	33,72
30 a 40	36,85	26,80	2,96	2,14	46,40	35,86
40 a 50	34,05	21,29	2,74	1,70	49,13	37,56
50 a 60	27,81	18,42	2,24	1,47	51,37	39,02
60 a 70	22,32	17,35	1,79	1,38	53,16	40,41
70 a 80	13,66	15,34	1,10	1,22	54,26	41,63
80 a 90	13,66	13,84	1,10	1,10	55,36	42,74
....						
880 a 887	0,00	0,01	0,00	0,001	100	100

O aumento no tempo de permanência do líquido no interior do filtro *usado* também foi observado por Schwager e Boller (1997) e Boller *et al.* (1993), em estudos em filtros intermitentes de areia. Assim como observado por estes autores, este aumento pode ser atribuído ao crescimento da biomassa, retenção de particulados nas camadas superiores e polímeros produzidos adsorvidos em camadas inferiores. Estes fatores conduzem ao prolongamento do percurso das substâncias transportadas através dos poros e maior saturação residual mínima, que resulta em menor fração móvel da água no meio.

Outro fenômeno que pode ter contribuído para o aumento no tempo de permanência do líquido no filtro usado é a capilaridade. Como o meio filtrante do sistema é constituído por um material mais grosseiro, a capilaridade pode não ter atuado no filtro limpo. Com a

aplicação dos esgotos e a conseqüente formação da camada de lodo na superfície, bem como do desenvolvimento e crescimento do biofilme ao longo do tempo, a retenção capilar pode ter sido intensificada, sobretudo na parte superior do filtro, atuando no sentido contrário ao da força da gravidade e, assim, retardando o escoamento.

Em relação ao regime de aplicação, algo curioso ocorreu. Para os testes iniciais, observou-se que até os 40 minutos após a batelada, a aplicação do menor volume (530 L) resultou no menor percentual de recuperação do volume aplicado (e maior tempo de permanência dos esgotos em seu interior), conforme valores destacados em cor amarela (Tabelas 5.17 e 5.18).

Para os testes realizados após 11 meses, até os 60 minutos, a aplicação do menor volume (530 L) resultou igualmente no menor percentual de recuperação do volume aplicado, conforme valores destacados em cor cinza (Tabelas 5.17 e 5.18). Sendo assim, até 40 minutos após a aplicação da batelada para os testes iniciais e 60 minutos, para os testes realizados após 11 meses, o tempo de permanência do líquido no interior do filtro não plantado foi maior quando o menor volume foi aplicado (530 L), que corresponde à menor frequência, fato também observado por Molle *et al.* (2006) e Torrens *et al.* (2009). Estes resultados confirmariam a hipótese de que o fracionamento do volume da batelada implicaria no aumento do tempo de detenção hidráulica no sistema.

Entretanto, esta tendência se inverteu posteriormente (após 40 minutos para os testes iniciais e 60 minutos, para os testes realizados após 11 meses). Para os testes iniciais com água, decorridos 100 minutos após a aplicação do volume de 530 L, 75% do montante aplicado já havia deixado o sistema, enquanto para aplicação do volume de 940 L, após decorrido este mesmo tempo, o percentual de recuperação foi de apenas 56%. O mesmo foi observado nos testes realizados após 11 meses: decorridos 100 minutos após a aplicação do volume de 530 L, 57% do montante aplicado já havia deixado o sistema, enquanto para aplicação do volume de 940 L, após decorrido este mesmo tempo, o percentual de recuperação foi de 43%.

Este comportamento possivelmente está relacionado à recuperação incompleta do volume total aplicado na saída, devido à passagem confirmada do esgoto entre os filtros e pelas paredes laterais. Como comentado, para o volume de 530 L, as quantidades de volume não recuperadas na saída do filtro em carga foram inferiores às observadas para a aplicação do volume de 940 litros: enquanto o percentual de recuperação total do volume na saída foi de aproximadamente **85%** no FV-NP, para o volume aplicado de 940 L, este foi de **94%**, para o

volume de 530 L. O fato do maior volume (940 L) permitir maior contato do líquido com as paredes laterais da unidade e com o fundo da unidade pode justificar a menor recuperação do total aplicado, quando este volume foi aplicado.

Supõe-se que enquanto o volume acumulado perdido não tenha sido significativo (até os 40 minutos, nos testes iniciais, e 60 minutos, para os realizados após 11 meses), foi possível confirmar os resultados obtidos por Molle *et al.* (2006) e Torrens *et al.* (2009) para a influência do regime de dosagem (frequência de aplicação no filtro em carga) no tempo de permanência do líquido no sistema. Com o passar do tempo, o volume acumulado perdido foi significativo (maior para o volume de 940 L), não sendo mais possível observar a mesma tendência de maior recuperação para este volume (menor tempo de permanência do líquido em seu interior), correspondente à menor frequência. Caso não tivessem ocorrido estas perdas por transposição (e eventualmente, por infiltração), a tendência verificada de maior tempo de detenção para a maior frequência de aplicação no leito em carga seria possivelmente confirmada para todo o período de duração dos testes.

Destaca-se que embora tenham sido feitas duas compactações da camada de fundo e os filtros terem sido confeccionados em bloco de concreto, isto não foi suficiente para garantir a impermeabilização das paredes e a transposição do esgoto aplicado entre as unidades, através das paredes laterais. Desta forma, recomenda-se fortemente que seja feita a impermeabilização da camada de fundo e das paredes laterais, visando impedir este problema constatado neste experimento.

Para possibilitar uma melhor comparação entre a recuperação ao longo do tempo, para os dois volumes aplicados, estas diferentes perdas de volume efetivamente ocorridas foram desconsideradas. As vazões a cada minuto foram corrigidas (regra de três simples), de modo que o somatório dos volumes recuperados ao final dos testes foi igualado ao aplicado (940 L ou 530 L), para ambos os testes realizados (iniciais e após 11 meses). Desta forma, os testes se aproximaram mais de uma situação real, onde não se espera a transposição de efluentes entre as paredes laterais nem infiltração, sendo descartadas apenas as perdas por evaporação.

A Figura 5.13 apresenta os gráficos obtidos da variação da vazão ao longo do tempo, da distribuição dos volumes e dos percentuais de volumes recuperados ao longo de cada intervalo de tempo, bem como da distribuição destes volumes e de seus percentuais acumulados para o FV-NP, sem a interferência das diferentes perdas de volume ocorridas. São mostradas as curvas obtidas para os dois volumes aplicados (530 e 940 L) no FV-NP e para

ambos os testes realizados: início, com água limpa (filtro limpo) e após 11 meses de operação, com esgotos (filtro em uso).

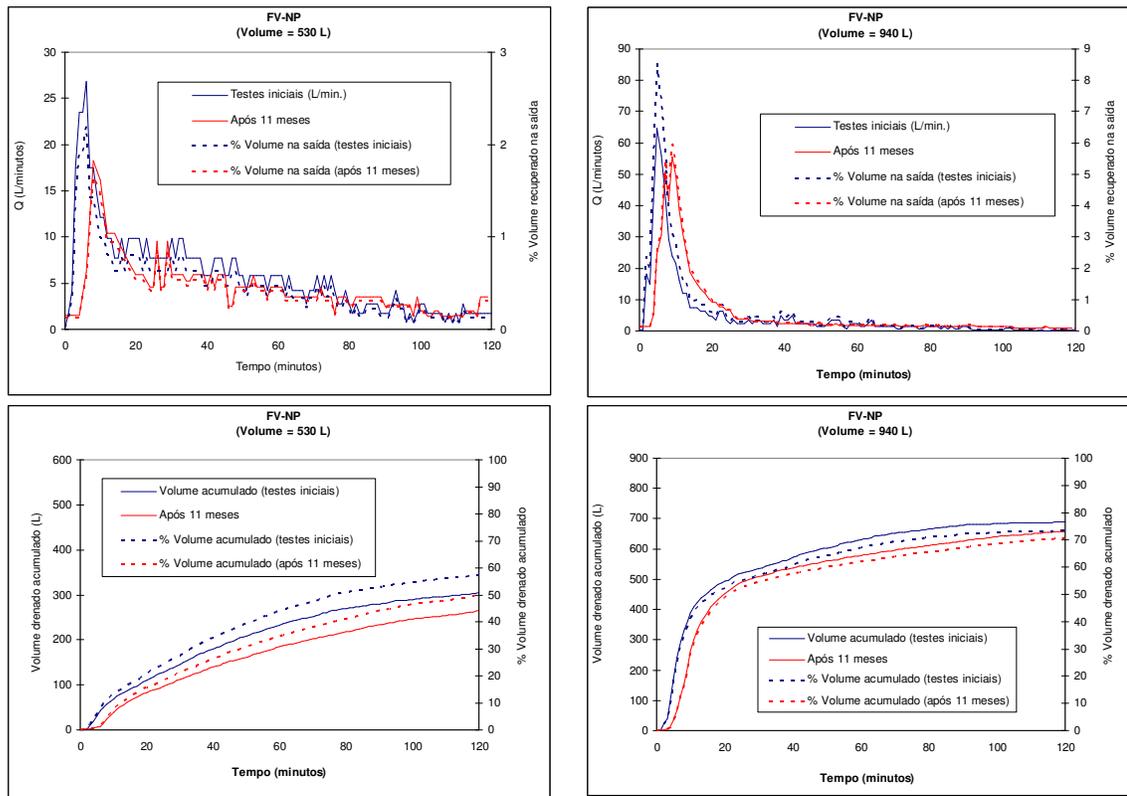


Figura 5.13 – Variação da vazão e dos percentuais de volume recuperados na saída do FV-NP (em relação ao aplicado), para ambos os testes realizados (aplicação de 530 L em 3 minutos e 940 L em 5 minutos), no início e após 11 meses.

Observa-se, pela Figura 5.13, que a variação da vazão ao longo do tempo teve um comportamento similar para os dois volumes aplicados, nos testes iniciais e após 11 meses: elevação acentuada dos valores de vazão até o alcance do pico, seguido de redução destes valores (menos acentuada), após o pico. Este comportamento da vazão de saída ao longo do tempo (aumento no início durante um curto período de tempo, seguido pela gradual redução de seus valores) foi também observado por Kadlec e Wallace (2008) para os sistemas de FVP-AP.

Após terem sido desconsideradas as diferentes perdas de volume nos diferentes testes realizados, foram confirmadas as hipóteses inicialmente propostas em relação ao regime de aplicação e ao tempo de uso dos filtros. Durante todo o período, o maior tempo de permanência do líquido no interior do sistema (menor recuperação do volume na saída) foi observado quando o volume de 530 L foi aplicado (maior freqüência no leito em carga), confirmando a hipótese de que o fracionamento do volume aplicado resulta no aumento do

tempo de detenção hidráulica. Quanto ao tempo de uso, observou-se novamente o aumento do tempo de detenção com o aumento do período de uso do filtro. Durante todo o período de duração dos ensaios, o volume recuperado foi maior para os testes realizados no início em relação aos realizados após 11 meses (Figura 5.13).

5.4.1.2 Avaliação da variação dos volumes na saída dos filtros plantados

As Figuras 5.14 e 5.15 apresentam para as unidades plantadas FVP-1 e FVP-2, respectivamente, os gráficos de variação da vazão e volume, bem como de percentuais de vazão e volumes recuperados acumulados na saída, ao longo do tempo. Estes testes foram realizados no início (filtro novo) e após 11 meses de operação (filtro usado), apenas para o volume aplicado de 940 L, correspondente ao regime de dosagem investigado nesta tese de doutorado.

Assim como ocorrido no FV-NP, a variação da vazão ao longo do tempo teve um comportamento similar para os dois testes realizados (no filtro novo e no usado), em ambos os filtros plantados. Verifica-se a rápida elevação dos valores de vazão até o alcance do pico, seguido pelo decréscimo (menos acentuado) dos valores de vazão após o pico, estando de acordo com os resultados obtidos por Kadlec e Wallace (2008) para os sistemas de FVP-AP.

Esta tendência pode ser igualmente percebida por meio das curvas obtidas para os percentuais de volume drenado acumulado, em que se observam declividades muito elevadas até o tempo em que o pico é atingido, com posterior redução destas após o pico.

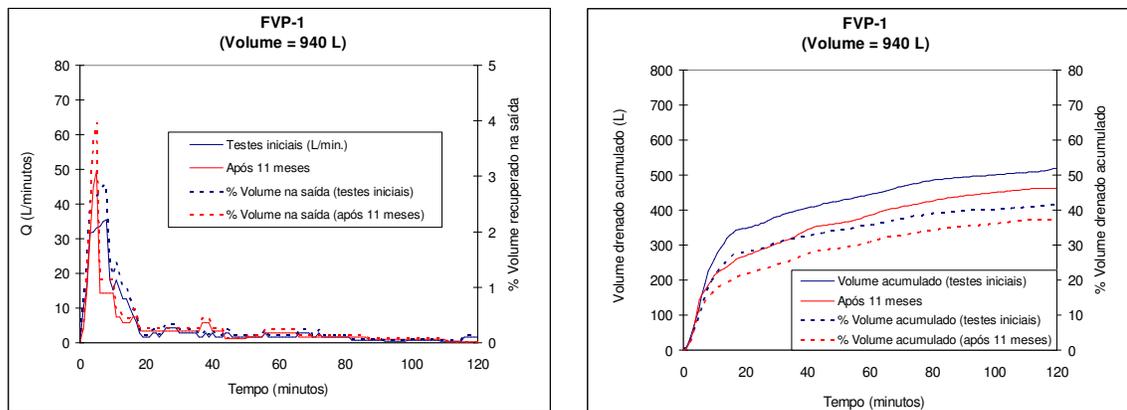


Figura 5.14 – Variação da vazão e do volume recuperado ao longo tempo no FVP-1 (em relação ao aplicado), para o volume de 940 L (testes iniciais e após 11 meses).

Para o volume aplicado de 940 L o mesmo comportamento obtido no FV-NP em relação à influência do tempo de uso foi observado nas unidades plantadas FVP-1 e FVP-2: foram observados menores percentuais de volumes recuperados na saída dos filtros usados em

relação aos limpos, durante todo o período de duração dos testes (Figuras 5.14 e 5.15). Isto indica que o líquido permaneceu por mais tempo no interior dos filtros usados (testes realizados após 11 meses) do que no filtro limpo (testes iniciais, quando ainda não tinha sido dada a partida do sistema).

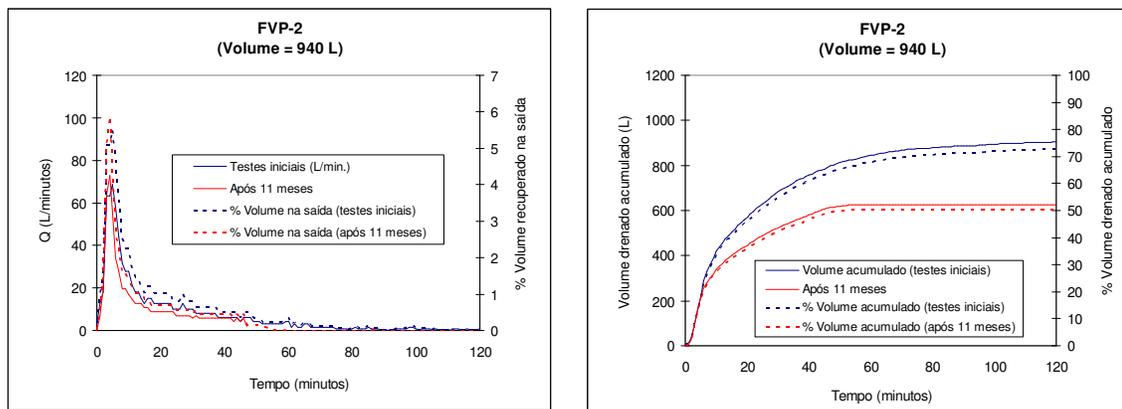


Figura 5.15 – Variação da vazão e do volume recuperado ao longo tempo no FVP-2 (em relação ao aplicado), para o volume de 940 L (testes iniciais e após 11 meses).

O aumento do tempo de permanência do esgoto no interior dos filtros com o seu tempo de uso foi também verificado por Schwager e Boller (1997) e Boller *et al.* (1993) para FIA, sem plantas. Como comentado, este aumento do tempo possivelmente está relacionado ao crescimento da biomassa, retenção de particulados nas camadas superiores e polímeros produzidos adsorvidos em camadas inferiores. Estes fatores conduzem ao prolongamento do percurso das substâncias transportadas através dos poros e maior saturação residual mínima, que resulta em menor fração móvel da água no meio.

Nas Tabelas 5.19 e 5.20 são mostrados os valores e percentuais dos volumes recuperados na saída do FVP-1 e do FVP-2, para ambos os testes realizados (início e após 11 meses).

Os percentuais recuperados no FVP-1 foram muito pequenos (Tabela 5.19), o que possivelmente ocorreu devido às perdas muito significativas do volume aplicado nesta unidade. Tendo em vista a grande incerteza e baixa confiabilidade destes resultados obtidos no FVP-1, decidiu-se por não mais apresentá-los, uma vez que poderiam prejudicar a avaliação do sistema, bastante descaracterizado em sua concepção inicial. Ressalta-se que além do problema da baixa recuperação do volume aplicado nesta unidade, as dificuldades recorrentes relativas ao plantio, estabelecimento da vegetação (inicialmente feita com taboa e, posteriormente com o Tifton-85), controle de plantas invasoras e distribuição não uniforme do

afluente e do lodo na sua superfície descaracterizaram significativamente o sistema e seu funcionamento.

Tabela 5.19 – Recuperação do volume do esgoto na saída do FVP-1 em relação ao aplicado (940 L), a cada intervalo de tempo de 10 minutos

Período (min.)	Volume Drenado (L)		% Volume na Saída		% Volume Acumulado na Saída	
	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)
0 a 10	244,40	199,05	19,65	16,00	19,65	16,00
10 a 20	102,49	67,47	8,24	5,42	27,89	21,43
20 a 30	31,32	34,00	2,52	2,73	30,41	24,16
30 a 40	25,73	40,61	2,07	3,26	32,48	27,43
40 a 50	20,92	20,20	1,68	1,62	34,16	29,05
50 a 60	18,51	21,49	1,49	1,73	35,65	30,78
60 a 70	22,12	24,53	1,78	1,97	37,43	32,75
70 a 80	18,51	17,31	1,49	1,39	38,91	34,14
80 a 90	9,78	15,06	0,79	1,21	39,70	35,35
90 a 100	7,01	10,78	0,56	0,87	40,26	36,22
100 a 110	7,42	9,80	0,60	0,79	40,86	37,01
110 a 120	11,41	2,50	0,92	0,20	41,78	37,21
130 a 140	25,73	2,84	2,07	0,23	43,85	37,44

Tabela 5.20 – Recuperação do volume do esgoto na saída do FVP-2 em relação ao aplicado (940 L), a cada intervalo de tempo de 10 minutos

Período (min.)	Volume Drenado (L)		% Volume na Saída		% Volume Acumulado na Saída	
	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)
0 a 10	390,38	152,47	31,39	12,26	31,39	12,26
10 a 20	168,54	116,57	13,55	9,37	44,94	21,63
20 a 30	113,76	81,94	9,15	6,59	54,08	28,22
30 a 40	78,54	57,82	6,31	4,65	60,40	32,87
40 a 50	57,12	43,33	4,59	3,48	64,99	36,35
50 a 60	33,53	40,35	2,70	3,24	67,69	39,60
60 a 70	23,52	29,38	1,89	2,36	69,58	41,96
70 a 80	12,18	30,75	0,98	2,47	70,56	44,43
80 a 90	9,44	16,79	0,76	1,35	71,32	45,78
90 a 100	8,29	18,46	0,67	1,48	71,98	47,26
100 a 110	4,75	18,40	0,38	1,48	72,36	48,74
110 a 120	4,50	16,00	0,36	1,29	72,73	50,03
120 a 130	4,50	16,00	0,36	1,29	73,09	51,32

As Figuras 5.16, 5.17 e 5.18 mostram, respectivamente, os gráficos de volumes, percentuais de volumes drenados recuperados e de volumes drenados acumulados ao longo do tempo na saída dos filtros (FV-NP e FVP-2), para ambos os testes realizados (nos filtros novos e após 11 meses de operação). Estes gráficos permitem a verificação e visualização da influência das plantas e do tempo de usos no tempo de detenção do esgoto no sistema.

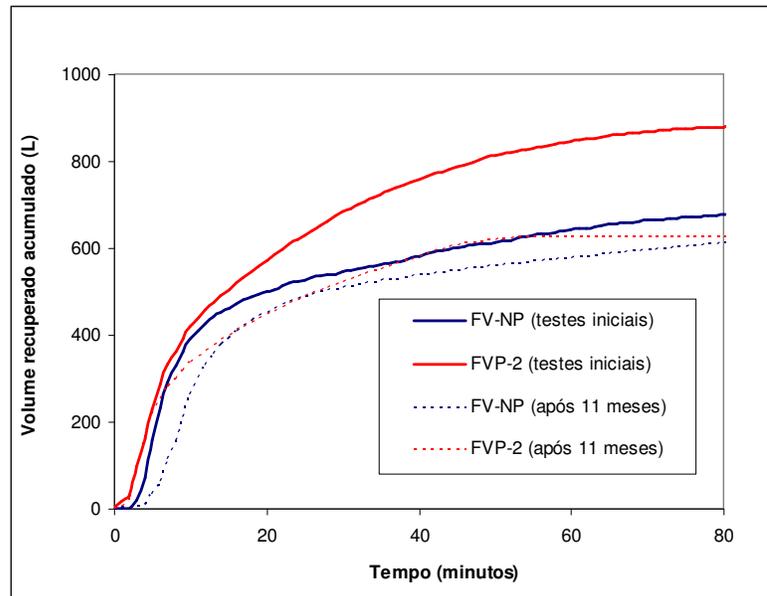


Figura 5.16 – Influência das plantas e do tempo de uso do filtro na variação do volume recuperado acumulado na saída ao longo tempo, para a aplicação de 940 L.

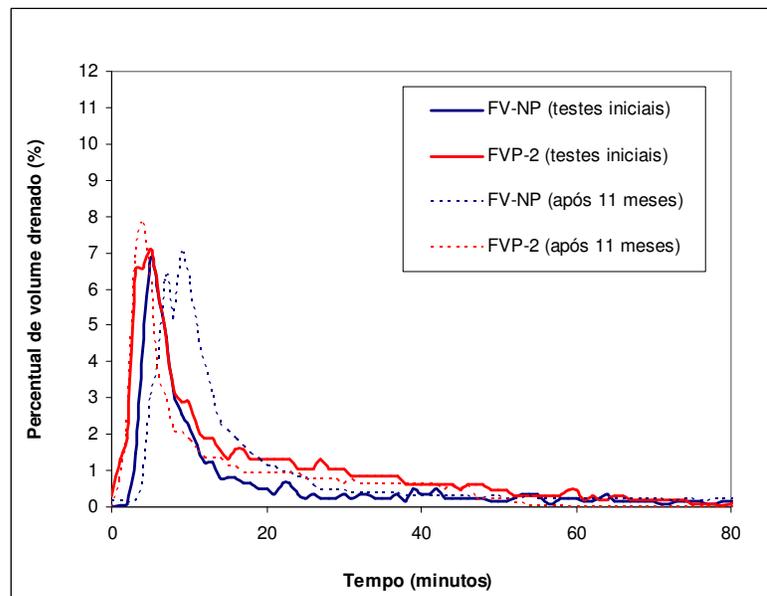


Figura 5.17 – Influência das plantas e do tempo de uso do filtro na variação do percentual de volume recuperado na saída ao longo tempo, para a aplicação de 940 L.

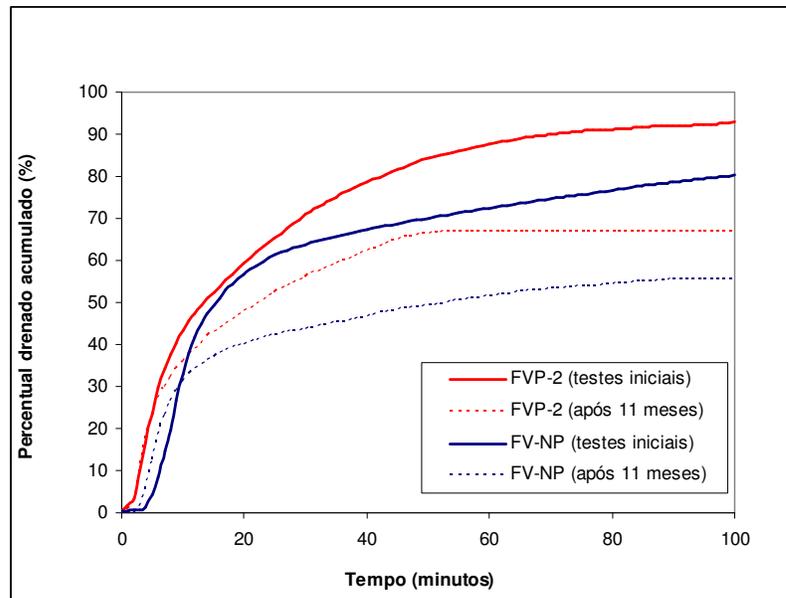


Figura 5.18 – Influência das plantas e do tempo de uso do filtro na variação do percentual de volume acumulado na saída ao longo tempo, para a aplicação de 940 L.

Durante todo o tempo de duração dos testes iniciais (representados em linha contínua), os percentuais de volumes drenados acumulados (Figura 5.18) foram superiores no FVP-2 (em vermelho) em relação aos obtidos no FV-NP (em azul). Para os testes realizados após 11 meses (representados em linha pontilhada), o mesmo foi observado. Assim, o tempo de permanência do líquido no interior da unidade foi maior na unidade não plantada, confirmando a hipótese formulada de menor tempo de detenção nas unidades plantadas. Como já abordado, isto possivelmente está associado à presença dos caminhos preferenciais formados pelo crescimento da parte subterrânea das plantas (rizomas e raízes) na unidade plantada, fazendo com que o esgoto fluísse mais rapidamente no filtro plantado FVP-2..

Estes resultados observados no filtro novo e usado ilustram o papel das plantas na redução do tempo de permanência do líquido no interior do filtro e na prevenção da colmatção, um dos maiores problemas encontrados na prática operacional destes sistemas. Conforme os resultados de qualidade indicaram (item 5.3), esta redução no tempo de detenção dos esgotos parece não ter prejudicado o desempenho dos filtros plantados na remoção de poluentes.

5.4.1.3 Avaliação da seqüência de picos de vazão nos filtros usados

Visando avaliar a variação da vazão ao longo do tempo e eventual sobreposição de picos nos filtros usados (após 11 meses de operação do sistema), foram feitos 18 testes, sendo três para

cada unidade e volume aplicado (530 e 940 L). Durante estes testes, os filtros foram alimentados, ininterruptamente, durante 40 horas com esgoto bruto, de acordo com o regime de aplicação testado. A cada minuto foram registradas pelo *data logger* as respectivas alturas de lâmina d'água na tubulação de saída no filtro em carga, possibilitando a avaliação da seqüência de bateladas resultante do período operacional investigado.

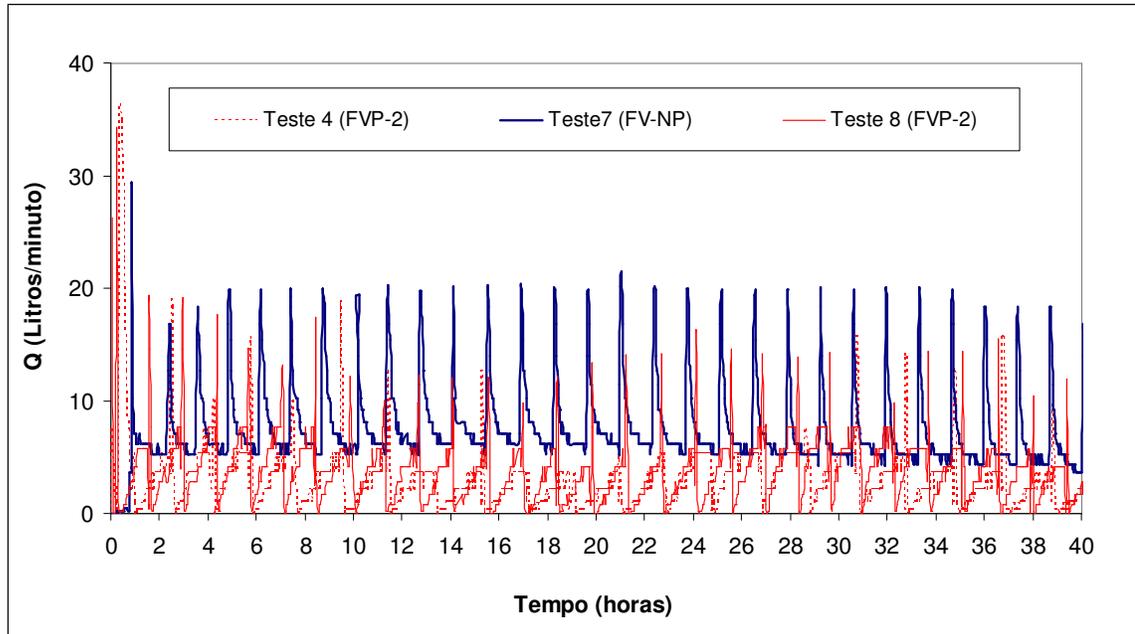
Muitos dados não puderam ser aproveitados, devido a problemas associados à medição do *data logger*. Foram observados picos muito elevados de vazão (superiores a 1.000 L/minuto), que foram certamente decorrentes de erros de medição. Estes picos podem ter ocorrido devido à elevada relação entre o tamanho do sensor de pressão (comprimento e diâmetro) em relação ao diâmetro da tubulação de saída. No local onde o sensor foi inserido, a área transversal da tubulação de saída teve uma redução de aproximadamente 20%, uma vez que parte do seu diâmetro passou a ser ocupado pelo próprio sensor. Isto implicou, portanto, no aumento significativo da velocidade neste ponto, que pode ter provocado a súbita elevação da lâmina d'água quando da passagem de alguns dos picos mais elevados de vazão, o que não ocorreria se o sensor não se configurasse um obstáculo (não desprezível) para a livre passagem da água.

Para grande parte dos testes realizados, a partir da aplicação de uma determinada batelada, a vazão resultante foi sistematicamente baixa, próxima de zero. Estes resultados também parecem indicar erros na medição realizada pelo *data logger*. Uma possível explicação pode ser o deslocamento do sensor de pressão, provocado pela rápida passagem dos picos de vazão, fazendo com que o sensor localizado na extremidade da sonda se levantasse e entrasse em contato com o ar, atribuindo o valor *zero* (ou próximo de zero) para a altura da lâmina d'água correspondente àquele instante (minuto).

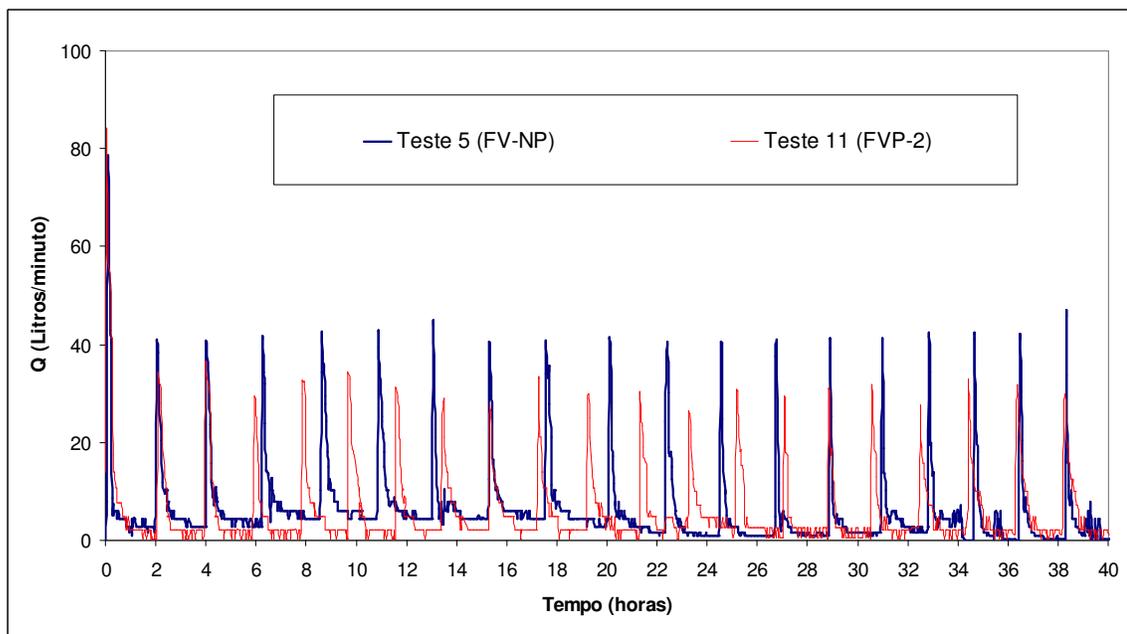
Após a constatação *in loco* deste fato, a sonda foi completamente envolta por uma fita isolante, de maneira a melhorar o encaixe e sua fixação no furo transversal feito na tubulação de saída. Entretanto, mesmo com este procedimento, continuaram a ser observados valores muito baixos de vazão, algumas vezes sistematicamente iguais a zero. Estes resultados comprovadamente provenientes de erros de medição não foram considerados na avaliação hidráulica.

De uma maneira geral, observou-se razoável variabilidade dos valores absolutos dos picos de vazão (Figura 5.19), maior para as unidades plantadas em relação à unidade não plantada. Isto possivelmente está associado à melhor distribuição do afluente sobre a área do filtro não

plantado e à presença das plantas. O crescimento das raízes e rizomas das plantas pode ter contribuído para a mudança gradual ao longo do tempo do caminhamento do fluido, contribuindo para esta maior variação dos valores absolutos dos picos de vazão na unidade plantada em relação à não plantada.



Varição da vazão ao longo do tempo no FV-NP e FVP-2
(volume = 530 L)



Varição da vazão ao longo do tempo no FV-NP e FVP-2
(volume = 940 L)

Figura 5.19 – Série histórica dos picos de vazão, para o filtro plantado FVP-2 e o não plantado FV-NP, para ambos volumes de bateladas investigados (530 e 940 L).

Para o volume de 530 L, a maioria dos picos de vazão situou-se próximo à **19 L.min⁻¹** no FV-NP (variando entre 17 e 22 L/min., com um pico de 29 L/min.) e a **14 L.min⁻¹** no FVP-2 (valores entre 11 e 19 L.min⁻¹, com um pico de 36 L.min⁻¹). A princípio era de se esperar que fossem observados picos maiores na saída das unidades plantadas em relação à não plantada, considerando que o líquido flui mais rapidamente nestas unidades devido aos caminhos preferenciais criados pelas raízes e rizomas das plantas, fato já discutido anteriormente.. Entretanto, observa-se que o decaimento da vazão na unidade não plantada foi superior em relação ao observado na unidade não plantada, fazendo com que os volumes recuperados na unidade plantada ao longo do tempo fossem maiores.

Para o volume de 940 L, os valores dos picos se mantiveram próximos a **41 L.min⁻¹** no FV-NP (valores entre 39 e 45 L.min⁻¹, com um pico de 79 L.min⁻¹) e a **29 L.min⁻¹** no FVP-2 (valores entre 25 e 34 L.min⁻¹, com um pico de 82 L.min⁻¹). Assim como ocorrido para o volume de 530 L, os picos foram maiores na unidade não plantada, mas o decaimento dos valores de vazão na unidade não plantada foi também superior em relação ao observado na unidade não plantada, fazendo com que os volumes recuperados na unidade plantada ao longo do tempo fossem maiores no FVP-2.

A Tabela 5.21 ilustra estes resultados obtidos para a tendência da maioria dos valores absolutos dos picos de vazão ao longo do tempo.

Tabela 5.21 – Valores absolutos obtidos para a maioria dos picos de vazão nos filtros FV-NP e FVP-2 investigados, para os volumes aplicados de 530 e 940 L

Volume Aplicado da Batelada	Valores Médios dos Picos de Vazão (L.min ⁻¹)	
	FVP-2	FV-NP
Volume = 530 L	14	19
Volume = 940 L	29	41

A Taxa de Aplicação Hidráulica (proporcional à vazão) esteve próxima da almejada (0,4 m³.m⁻².d⁻¹), embora não tenha sido rigorosamente a mesma em todos os testes realizados. Para os testes sem falhas realizados para o volume de 940 L, a quantidade de bateladas aplicadas, respectivamente, no FVP-2 e FV-NP foi de 12 (TAH = 0,37 m³.m⁻².d⁻¹) e 13 (TAH = 0,4 m³.m⁻².d⁻¹), enquanto a desejada era de 12. Para o volume de 530 L, foram aplicadas 19 bateladas no FVP-2 e no FV-NP (TAH = 0,35 m³.m⁻².d⁻¹), enquanto a desejada era de 24.

Outro aspecto importante observado pelo gráfico da Figura 5.19 é que em nenhum momento a vazão de saída chegou ao valor zero na unidade não plantada. A vazão mínima detectada na saída para o volume de 940 L foi de 4 L.min⁻¹ e de 2 L.min⁻¹, para o volume de 530 L. Assim, mantendo-se a TAH próxima a 0,4 m³.m⁻².d⁻¹, a aplicação das bateladas ao longo do dia não permite que a unidade esgote completamente o efluente presente em seu interior, de modo que parte dele permanece dentro da unidade fluindo até a tubulação de saída. Antes do esgotamento total da unidade, nova batelada é aplicada mantendo-se a TAH, o que explica a presença de picos eventuais de maior valor, também observados por Penido (2009) quando avaliou o mesmo sistema, antes de sua partida.

O esvaziamento incompleto da unidade pode prejudicar a oxigenação pela tubulação de drenagem, que se comunica pelas duas extremidades com o meio externo à unidade (pressão atmosférica) e resultar na queda do desempenho da remoção aeróbia dos poluentes. Entretanto, ao que tudo indica, a presença do líquido no sistema parece não ter prejudicado a eficiência de maneira significativa, conforme será discutido no item 5.4.

5.4.2 Comportamento hidrodinâmico do sistema

As curvas de DTD e as curvas acumuladas de distribuição dos tempos de detenção, que representam as respectivas Funções Acumuladas de Probabilidades (FAPs), são apresentadas na Figura 5.20. Pela análise das curvas de DTD, percebe-se a formação de longa cauda, para ambos os volumes aplicados (530 e 940 L) e períodos testados (início e após 11 meses).

A elevada assimetria e a longa cauda observada nas curvas de DTD indicam a elevada dispersão dos dados. O lento decaimento da condutividade ao longo do tempo pode ter ocorrido em virtude de fenômenos de difusão em zonas mortas ao longo do filtro. O traçador pode ter se difundido nestas áreas sendo aos poucos liberado, provocando atraso em sua resposta na saída da unidade.

O fenômeno de cauda pode, ainda, estar relacionado à adsorção do traçador na biomassa e no meio suporte e à presença de curtos-circuitos hidráulicos (LEVENSPIEL, 2000).

Vários outros autores que realizaram estudos com traçadores também observaram o fenômeno de cauda acentuada das curvas experimentais de DTD. Carvalho (2008) menciona alguns destes estudos com traçador realizados em sistemas de tratamento de esgotos (STEVENS *et al.*, 1986; JIMÉNEZ *et al.*, 1988a; JIMÉNEZ *et al.*, 1988b; de NARDI *et al.*, 1999; LIMA,

2003), em que também foram observados o fenômeno de cauda longa e de atraso na resposta do traçador na saída.

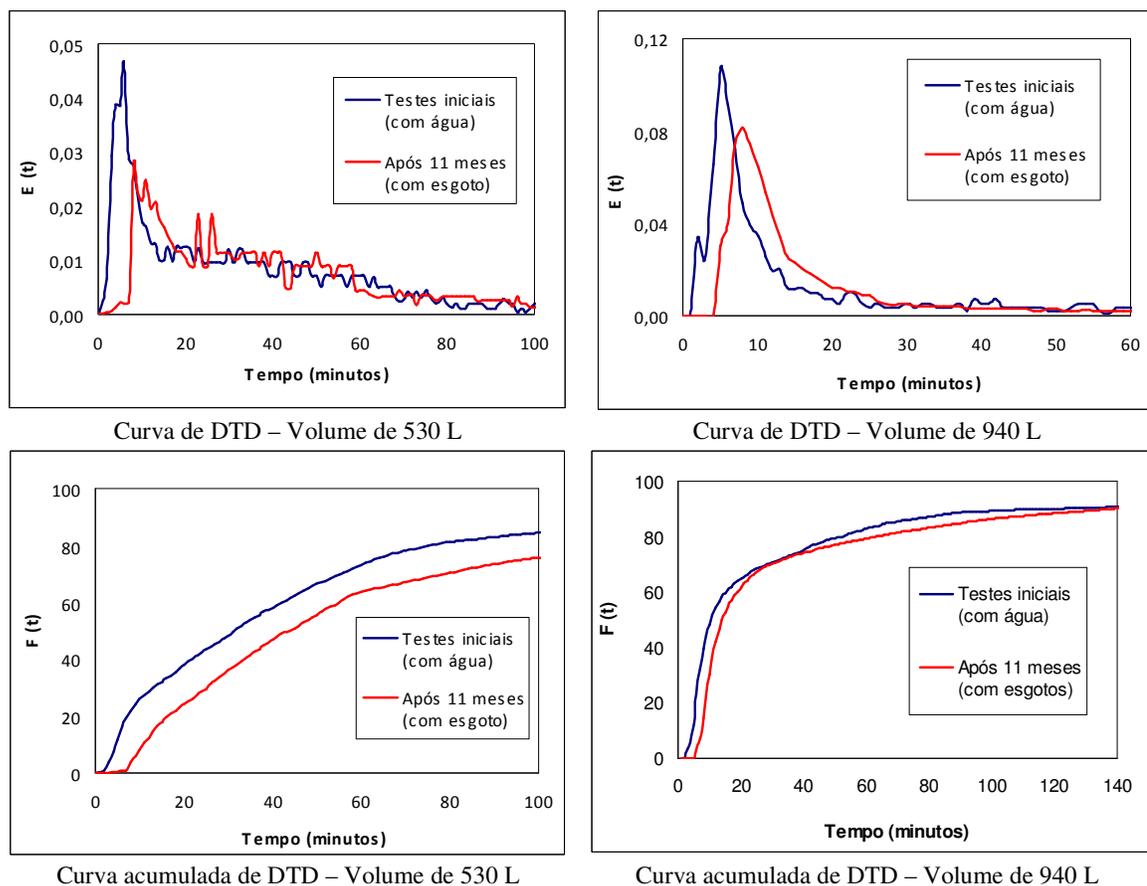


Figura 5.20 – Influência do regime de aplicação e do período de operação do sistema nas curvas de DTD e acumuladas de DTD.

Lima (2001), *apud* Carvalho (2008) avaliou o comportamento hidrodinâmico de um reator anaeróbio horizontal com leito fixo (RAHLF) por meio do uso de diferentes traçadores, entre eles a eosina Y. Embora tenha constatado visualmente a adsorção deste traçador na espuma, o autor observou que o mesmo foi adequado para prever os desvios do escoamento no reator.

Do mesmo modo que ocorrido com Lima (2001), eventualmente as acentuadas caudas nas curvas $E(t)$ mostradas na Figura 5.20 podem não ter interferido no comportamento hidráulico do filtro. Entretanto, existe a possibilidade de que o formato destas curvas de resposta tenha sido distorcido devido ao atraso da resposta do traçador na saída, conduzindo, eventualmente a erros no ajuste dos modelos matemáticos realizados e de suas interpretações.

Os resultados dos tempos médios de detenção (τ) e das variâncias (σ^2) obtidos a partir das curvas de DTD são apresentados na Tabela 5.22. Os valores obtidos de τ foram superiores (ou iguais) ao TDH teórico de *46 minutos*, calculado a partir do valor médio típico citado pela literatura para a porosidade da brita, igual a 40%. Estes resultados corroboram o atraso na resposta do traçador na saída do filtro (verificado por meio das caudas acentuadas das curvas experimentais de DTD dadas pela Figura 5.20), o que pode indicar existência de zonas mortas no interior do filtro e, ou, sua adsorção na biomassa/meio suporte.

Tabela 5.22 – Parâmetros calculados a partir das curvas de DTD

Parâmetros	Volume Aplicado 940 L		Volume Aplicado 530 L	
	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)
τ (min.)	46	62	55	84
σ^2 (min ²)	7.744	20.089	4.920	6.993

Observa-se que para os testes realizados com esgotos (Tabela 5.22), após 11 meses de operação do sistema, os tempos médios de detenção obtidos foram maiores, o que possivelmente está relacionado à colmatação parcial do meio filtrante ao longo deste período.

Quando submetido a condições não saturadas, um menor TDH pode ser esperado no meio usado, porque é o meio que conduz mais (maior k), aquele em que os poros menores constituem a maior parte do volume total de poros. Entretanto, conforme adverte Hillel (1980), o escoamento em meio não saturado é em geral complicado e difícil de descrever, por envolver a complexa relação entre a umidade do solo, sucção e condutividade (variáveis ao longo do tempo), cujas inter-relações podem ser ainda complicadas pelo efeito de histerese.

Como já comentado, o aumento de τ com a aplicação de esgotos no filtro (meio usado) ao longo do tempo foi também observado por Schwager e Boller (1997) e Boller *et al.* (1993), em FIA. Este fato foi atribuído por estes autores, como detalhado na revisão, ao crescimento da biomassa, retenção de particulados nas camadas superiores e polímeros produzidos adsorvidos em camadas inferiores, que conduzem ao prolongamento do percurso das substâncias transportadas através dos poros (aumento do caminhamento do fluxo) e aos maiores conteúdos de água remanescentes nas camadas biologicamente ativas.

Outro fenômeno que pode ter contribuído para o aumento de τ no filtro usado é a capilaridade. Como o meio filtrante do sistema é constituído por um material mais grosseiro, a capilaridade pode não ter atuado no filtro limpo. Com a aplicação dos esgotos, formação da camada

superficial e crescimento gradual do biofilme ao longo do tempo, a capilaridade pode ter começado a atuar, atuando no sentido contrário ao da força da gravidade e, assim, retardando o escoamento.

As curvas de DTD foram ajustadas aos modelos matemáticos uniparamétricos de dispersão de grande intensidade (DGI) para condição de contorno de vaso fechado (DGI) e de tanques em série (TES). O modelo DPI foi descartado devido à elevada dispersão verificada nos gráficos resultantes.

A Tabela 5.23 mostra os resultados obtidos com o ajuste das curvas de DTD ao modelo teórico de TES. Todos os valores obtidos de N foram próximos de **1**, indicando a elevada dispersão e tendência ao regime de escoamento de mistura completa.

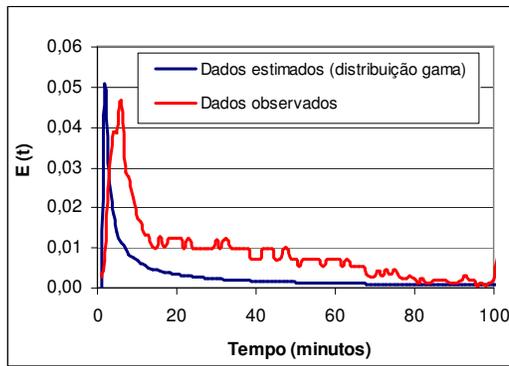
Tabela 5.23 – Parâmetros obtidos com o ajuste das curvas de DTD ao modelo N-TES

Parâmetro	Volume Aplicado 940 L		Volume Aplicado 530 L	
	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)
Número de TES (N)	0,27	0,37	0,61	0,68

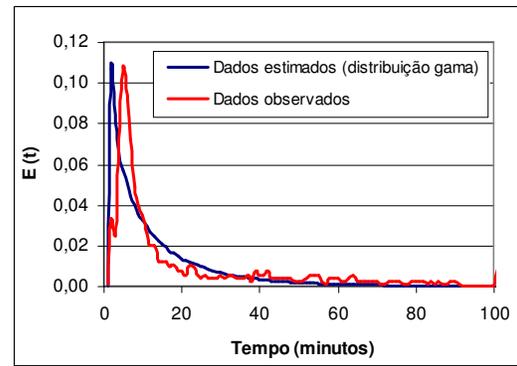
As curvas de DTD foram também ajustadas à função gama dada na equação 3.24, por meio da ferramenta SOLVER do EXCEL, obtendo-se o valor inteiro de **um** para o parâmetro N ($N = 1$) em todos os ajustes realizados.

Inicialmente, os ajustes foram feitos conforme metodologia proposta por Kadlec e Wallace (2008). Desta forma, os dados do traçador foram ajustados à distribuição gama mostrada na equação 3.32, por meio do uso da ferramenta SOLVER do EXCEL, selecionando-se N e τ para minimizar a soma dos erros quadrados (SSQE) entre a função $g(t)$ e os dados do traçador.

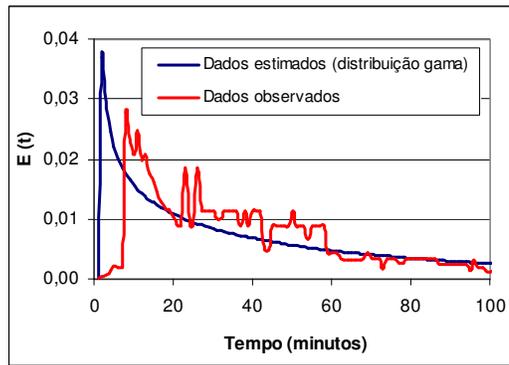
A Figura 5.21 apresenta as curvas resultantes dos ajustes realizados e a Tabela 5.24, os resultados dos dois parâmetros estimados N e τ , bem como os respectivos valores dos coeficientes de determinação, conforme sugerido por Kadlec e Wallace (2008).



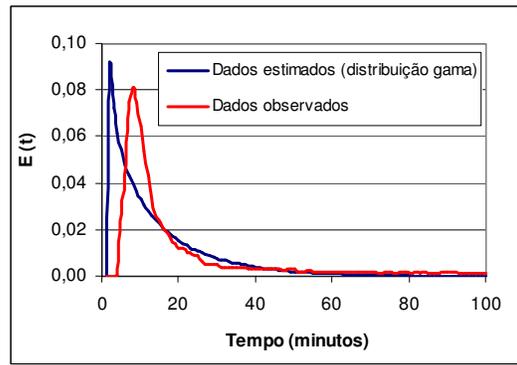
Ajustes dos dados do traçador obtidos nos testes iniciais - Volume de 530 L



Ajustes dos dados do traçador obtidos nos testes iniciais - Volume de 940 L



Ajustes dos dados do traçador obtidos nos testes após 11 meses - Volume de 530 L



Ajustes dos dados do traçador obtidos nos testes após 11 meses - Volume de 940 L

Figura 5.21 – Resultados dos ajustes estatísticos dos dados do traçador à distribuição gama de dois parâmetros, para ambos os testes e volumes de aplicação investigados.

Tabela 5.24 – Parâmetros estimados da função gama de dois parâmetros, conforme metodologia proposta por Kadlec e Wallace (2008)

Parâmetros	Volume Aplicado 940 L		Volume Aplicado 530 L	
	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)
Número de TES (N)	0,68	0,76	0,1	0,65
Tempo de detenção médio (τ)	11 min	13 min	45 min	62 min
Coef. de determinação (r^2)	0,998	0,999	0,998	0,999

Posteriormente, os dados do traçador foram ajustados à distribuição gama mostrada na equação 3.32, por meio do uso da ferramenta SOLVER do *Excel*, selecionando-se apenas o parâmetro N e sendo fixado o valor de τ obtido por meio dos testes hidrodinâmicos, utilizando a metodologia proposta por Levenspiel (2000) para minimizar a soma dos erros quadrados (SSQE) entre a função $g(t)$ e os dados do traçador. A Figura 5.22 apresenta as curvas

resultantes destes ajustes realizados e a Tabela 5.25, os resultados do parâmetro estimado N , bem como os respectivos valores dos coeficientes de determinação para cada ajuste feito.

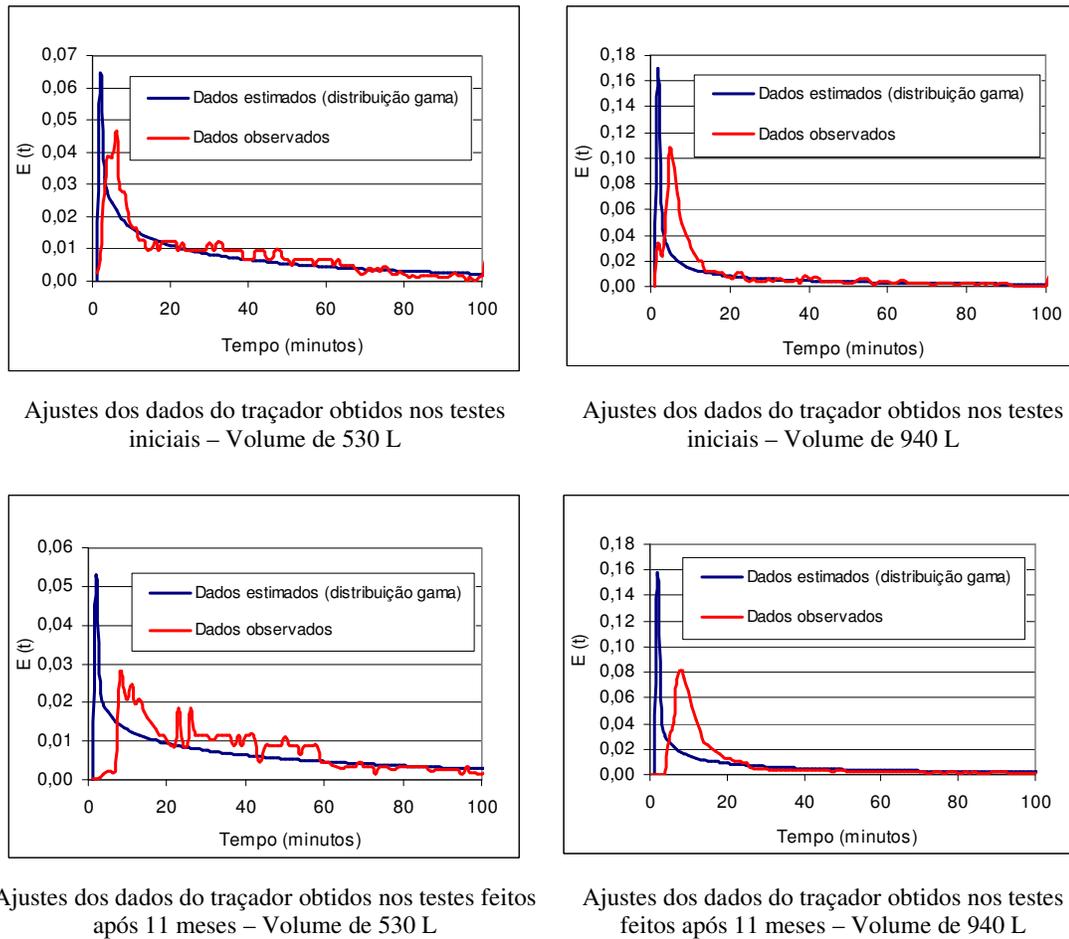


Figura 5.22 – Resultados dos ajustes estatísticos dos dados do traçador à distribuição gama, visando à determinação do parâmetro N .

Obs.: os valores de τ adotados nos ajustes estatísticos realizados foram os obtidos nos testes hidrodinâmicos, conforme metodologia proposta por Levenspiel (2000)

Tabela 5.25 – Valores estimados apenas para o parâmetro N , por meio dos ajustes estatísticos à função gama de dois parâmetros proposta por Kadlec e Wallace (2008)

Parâmetros	Volume aplicado 940 L		Volume aplicado 530 L	
	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)	Testes iniciais (com água)	Após 11 meses (com esgotos)
Número de TES (N)	0,27	0,37	0,61	0,68
Coef. de determinação (r^2)	0,99	0,99	0,99	0,99

Obs.: os valores de τ adotados nos ajustes estatísticos realizados foram os obtidos nos testes hidrodinâmicos, conforme metodologia proposta por Levenspiel (2000).

Observou-se, portanto, que por meio de todos os ajustes matemáticos realizados ao modelo de tanques em série, foi obtido o valor inteiro do parâmetro N igual à unidade, corroborando a

tendência do escoamento ao regime de mistura completa. Os valores obtidos de N foram menores para o filtro limpo e para a aplicação do maior volume (940 L), sugerindo eventualmente uma aderência ainda maior ao regime de mistura completa para estas condições (filtro limpo e menor frequência de aplicação no leito em carga).

Quanto aos ajustes realizados das curvas de DTD ao modelo de DGI, foram obtidos alguns valores negativos para o parâmetro estimado d (número de dispersão). Estes valores negativos, sem significado físico aparente, foram atribuídos à elevada dispersão observada dos resultados. Como comentado, todos os valores obtidos para o parâmetro N (número de tanques em série) foram iguais a **um**, indicando a tendência do escoamento ao regime de mistura completa. Sendo assim, conforme adverte Levenspiel (1996), torna-se bastante improvável que o principal pressuposto exigido para a aplicação do modelo de dispersão (baixo desvio do escoamento pistonado) seja satisfeito, tornando-se questionável a sua aplicação.

Portanto, para o caso em questão, foi considerada inapropriada a aplicação do modelo de dispersão (DGI ou DPI) devido aos elevados desvios verificados do escoamento pistonado, comprovados por meio de todos os ajustes realizados, que retornaram valores inteiros de N iguais à unidade. Assim, tendo em vista a baixa confiabilidade dos resultados obtidos por meio dos ajustes das curvas ao modelo de dispersão e principalmente à dúvida em relação à sua possibilidade de aplicação, os mesmos não foram apresentados.

A metodologia apresentada para determinação da curva de DTD no item 3.2.2 é válida para escoamento estacionário. A rigor, este não é o caso dos filtros avaliados nesta tese, submetidos a variações da vazão afluyente, decorrentes da variação da carga hidráulica no reservatório de acumulação durante a aplicação do volume no filtro. Entretanto, esta variação foi muito pequena, sendo desconsiderada nesta tese, pois os volumes (530 e 940 L) foram aplicados em períodos de tempo muito curtos (3 e 5 minutos).

5.4.3 Parâmetros para avaliação de desempenho hidráulico

A seguir são apresentados os resultados dos parâmetros utilizados para avaliação do desempenho hidráulico da unidade não plantada. Observa-se pela Tabela 5.26 que o traçador deixa a unidade mais lentamente quando o volume de 530 L (menor volume) é aplicado, que corresponde à menor frequência (maiores quantidades de bateladas de menor volume), estando portanto de acordo com os resultados obtidos por Molle *et al.* (2006) e Torrens *et al.*

(2009). Segundo estes autores, o fracionamento do volume aplicado resulta no aumento do tempo de detenção hidráulica no sistema (recuperação mais lenta do volume aplicado), o que foi observado para todo o período de duração dos testes realizados.

Tabela 5.26 – Variação dos tempos obtidos por meio dos testes hidrodinâmicos (influência do volume aplicado e do período de operação na unidade não plantada)

Volume Aplicado	Testes Iniciais (água, meio limpo)					Após 11 Meses (esgoto, meio usado)				
	T _i (min.)	T _p (min.)	τ (min.)	T ₁₀ (min.)	T ₉₀ (min.)	T _i (min.)	T _p (min.)	τ (min.)	T ₁₀ (min.)	T ₉₀ (min.)
530 L	1	6	55	4	145	5	14	84	8	203
940 L	1	5	46	5	118	5	9	62	6	137

T_i = tempo de aparecimento do traçador; T_p = tempo em que a concentração de pico do traçador é observada; τ = tempo médio de detenção hidráulica, que corresponde ao tempo para atingir o centróide da curva DTD; T₁₀ = tempo em que 10% do traçador passa pelo sistema; e T₉₀ = tempo em que 90% do traçador passa pelo sistema

Ressalta-se que estes resultados foram obtidos após serem desconsideradas as diferentes perdas de volume efetivamente ocorridas para os dois volumes aplicados. As vazões finais recuperadas na saída foram corrigidas, de maneira que os percentuais de perdas de volume (maior para o volume de 940 L) foram desconsiderados.

Os valores de τ (tempo médio de detenção hidráulica) obtidos para os dois volumes de aplicação testados foram maiores para o meio usado quando comparado ao meio limpo (Tabela 5.26). Isto está possivelmente relacionado à colmatagem do filtro, redução do número e tamanho dos poros condutores e aumento da tortuosidade (caminhamento do escoamento). Como já mencionado, o aumento de τ pode também ser atribuído ao crescimento da biomassa, retenção de particulados nas camadas superiores e polímeros produzidos adsorvidos em camadas inferiores, que conduzem ao prolongamento do percurso das substâncias transportadas através dos poros (aumento do caminhamento do fluxo) e aos maiores conteúdos de água remanescentes nas camadas de areia biologicamente ativas. Destaca-se, ainda, a importância da presença de matéria orgânica do biofilme e da camada superficial de lodo no aumento do TDH, devido ao seu elevado potencial de absorção de água.

Outro fenômeno que pode ter contribuído para o aumento de τ no filtro usado é a capilaridade. Como o meio filtrante do sistema era constituído por um material mais grosseiro, a capilaridade era desprezível no filtro limpo. Com a aplicação dos esgotos, formação da camada superficial e crescimento do biofilme ao longo do tempo, a ação da capilaridade pode ter se intensificado, atuando no sentido contrário ao da força da gravidade e retardando o escoamento.

A Tabela 5.27 mostra os resultados dos parâmetros utilizados para avaliação de desempenho hidráulico na unidade não plantada, obtidos a partir dos testes com traçador.

Tabela 5.27 – Parâmetros usados para avaliação hidráulica (influência do regime de aplicação e do período de operação na unidade não plantada)

Volume Aplicado	Testes Iniciais (água, meio limpo)				Após 11 Meses (esgoto, meio usado)			
	IDM	ICC	ITMR	ITRM	MDI	ISC	IMRT	ITRM
530 L	36	0,02	0,13	1,19	25	0,11	0,30	1,82
940 L	24	0,02	0,11	0,99	23	0,11	0,20	1,34

IDM = índice de dispersão de Morrill (T_{90}/T_{10}); ICC = índice de curto-circuito (T_r/T_{DH}); ITMR = índice de tempo modal de retenção (T_p/T_{DH}); ITRM = índice de tempo de retenção médio (τ/T_{DH}); e TDH = tempo de detenção hidráulica, levando-se em consideração a porosidade do meio de 40% (TDH = 996 min.).

O valor de IDM para o escoamento pistonado é igual a 1,0 e para um reator de mistura completa é de aproximadamente 22 (METCALF; EDDY, 2003). Todos os valores obtidos foram maiores do que 22 (Tabela 5.27), indicando a tendência ao regime de mistura completa. Observou-se, ainda, que o valor de IDM foi maior para o filtro limpo, sugerindo uma aderência ainda maior às condições de mistura completa.

Os valores obtidos de ICC foram próximos a zero, corroborando a tendência ao regime de escoamento de mistura completa. Os valores de ICC foram menores no filtro limpo, sugerindo, igualmente, uma aderência ainda maior às condições de escoamento de mistura completa.

Os valores de ITMR próximos de zero indicam, igualmente, a tendência das condições de escoamento de mistura completa. Adicionalmente, os valores obtidos foram menores que um, indicando que a distribuição da vazão ao longo do filtro não foi uniforme. Isto foi claramente verificado pela má distribuição do esgoto sobre a área superficial do filtro e pela formação e distribuição não uniforme da camada de lodo depositada no topo do filtro.

Em relação aos valores de ITRM, estes foram comprometidos pelo fenômeno de cauda longa e o atraso da resposta do traçador na saída. A maioria dos valores de ITRM foram maiores que 1, corroborando a presença de zonas mortas ao longo do filtro e a possível adsorção do traçador na biomassa/meio suporte.

6 CONCLUSÕES

Esta pesquisa consistiu basicamente do projeto, operação e avaliação do desempenho e comportamento hidrodinâmico do 1º estágio de um Sistema Francês (SF) típico de filtros verticais utilizado para o tratamento de esgotos brutos, dimensionado e construído conforme especificações e recomendações da Instituição francesa CEMAGREF. Após o término das atividades relacionadas ao doutorado, pode-se concluir:

6.1 Resultados das análises físico-químicas

Em relação ao desempenho do sistema, para as condições operacionais avaliadas nesta tese (aplicação diária de 12 bateladas de 940 L, durante um tempo de 5 minutos cada, aproximadamente, resultando em TAH média igual a $0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ e TAH instantânea igual a $0,38 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$), conclui-se:

- ✓ Quanto à remoção de sólidos, os filtros tiveram um bom desempenho e atenderam à legislação ambiental, demonstrando o potencial da tecnologia avaliada.

As eficiências médias obtidas na remoção de SST foram iguais a 93% no filtro plantado e 82% no não plantado, compatíveis com as observadas por Molle et al. (2005) para o 1º estágio do SF (89%). As concentrações médias efluentes de SST nos filtros plantado e não plantado foram iguais a $26 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ e $67 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$, inferiores ao padrão de lançamento estabelecido pela legislação do estado de Minas Gerais, DN COPAM/CERH 01/2008 ($100 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$).

- ✓ O filtro plantado obteve bom desempenho na remoção de matéria orgânica, com eficiências médias de remoção de DBO e DQO iguais a 81%, compatível com a observada por Molle et al. (2005) para o 1º estágio do SF (82% para DQO).

Este filtro foi, ainda, capaz de produzir um efluente com concentração média inferior ao padrão de lançamento estabelecido pela legislação ambiental vigente para estes indicadores de matéria orgânica, corroborando o elevado potencial da tecnologia avaliada. Para DQO, a concentração média efluente foi igual a $103 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ (enquanto o padrão preconizado pela DN COPAM/CERH 01/2008 é de $180 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$) e para DBO, a concentração média efluente foi igual a $57 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ (enquanto o padrão preconizado pela DN COPAM/CERH 01/2008 é de $60 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$).

- ✓ A eficiência média obtida pelo filtro plantado na remoção de NTK foi igual a **60%**, mesma observada por Molle *et al.* (2005) para o 1º estágio do SF, que pode ser considerada boa para um sistema simplificado de tratamento.

As concentrações médias efluentes de N-amoniaco no filtro plantado e não plantado foram iguais a 10 mg.L⁻¹ e 15 mg.L⁻¹ e as de nitrato, iguais a 19 mg.L⁻¹ e 9 mg.L⁻¹. A nitrificação foi a principal responsável pela remoção da amônia da massa líquida, atestando o elevado potencial da tecnologia para remoção desta. Vale lembrar que o sistema avaliado recebeu esgoto bruto, que apresenta uma elevada DBO, sendo esperado que a remoção desta ocorra antes (e em taxas superiores) da amônia, devido à ação inicial das heterotróficas. As heterotróficas, cujo crescimento específico é bem superior, competem com sucesso pelo O₂ (substrato limitante das heterotróficas e das nitrificantes) e pelo espaço (VON SPERLING, 2005).

- ✓ O filtro plantado teve um desempenho melhor do que o filtro não plantado, para todos os parâmetros monitorados (SST, SSV, DBO, DQO, NTK, N-amoniaco e nitrato), indicando que a vegetação tem papel importante na remoção de poluentes do 1º estágio de um sistema francês típico.

Os testes estatísticos realizados, para um nível de significância α de 0,05, atestaram a diferença significativa entre as médias das concentrações efluentes do filtro plantado e não plantado, para todos os parâmetros avaliados.

6.2 Caracterização hidráulica do sistema investigado

Em relação ao comportamento hidráulico do sistema, conclui-se:

- ✓ Os testes com traçador realizados (NaCl) possibilitaram comprovar a hipótese formulada de aumento do tempo de detenção hidráulica com o período de uso do filtro.

Os tempos de detenção hidráulica obtidos foram maiores para os testes realizados após 11 meses de operação com esgotos quando comparados aos obtidos durante os testes iniciais, com água limpa. Isto está possivelmente relacionado à colmatagem parcial do filtro ao longo deste período (pelo crescimento da biomassa), retenção de particulados nas camadas superiores e polímeros produzidos adsorvidos em camadas inferiores, que conduzem ao prolongamento do percurso das substâncias

transportadas através dos poros, redução do número e tamanho dos poros condutores e aumento da tortuosidade (caminhamento do escoamento). Outro fenômeno que pode ter contribuído para o aumento do tempo de detenção hidráulico no filtro usado foi o da capilaridade. Como o meio filtrante do sistema era constituído por um material mais grosseiro, a capilaridade pode não ter atuado no filtro limpo. Com a aplicação dos esgotos, formação da camada superficial e crescimento gradual do biofilme ao longo do tempo, a capilaridade pode ter começado a atuar no sentido contrário ao da força da gravidade, retardando o escoamento. Vale lembrar que este aumento do tempo de detenção hidráulico com a aplicação de esgotos no filtro (meio usado) foi também observado por Schwager & Boller (1997) e Boller et al (1993), em Filtros Intermitentes de Areia.

- ✓ Todos os testes hidráulicos realizados confirmaram a hipótese de menor tempo de permanência dos esgotos nas unidades plantadas em relação à não plantada, atribuído aos caminhos preferenciais formados pelas raízes e rizomas das plantas.
- ✓ Todos os testes hidrodinâmicos confirmaram a hipótese de aumento do tempo de detenção com o fracionamento do volume aplicado, estando de acordo com os resultados obtidos por Molle *et al* (2006) e Torrens *et. al.* (2009).

Para a avaliação da influência deste fracionamento foram comparadas, para mesma TAH ($0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$), duas frequências de dosagem, sendo que a maior frequência implicou na aplicação de uma maior quantidade de bateladas de menor volume. O traçador deixou a unidade mais lentamente quando o menor volume foi aplicado (correspondente à maior frequência de dosagem), durante todo o período de duração dos testes realizados.

- ✓ Todos os resultados dos ensaios realizados no filtro limpo e usado (testes iniciais e após 11 meses), para ambos os volumes aplicados testados (530 L em 5 minutos e 940 L em 3 minutos), bem como todos os parâmetros calculados visando à avaliação do comportamento hidrodinâmico do sistema (Índice de dispersão de Morrill, Índice de curto-circuito e Índice de tempo modal de retenção), indicaram a presença de elevada dispersão axial e a tendência do escoamento ao regime de **mistura completa**.
- ✓ Para todos os ajustes matemáticos realizados ao modelo de Tanques em Série foram obtidos valores inteiros para o parâmetro N igual à unidade ($N=1$), corroborando a tendência do escoamento ao regime de mistura completa.

Estas conclusões diferem das obtidas por Kadlec & Wallace (2008), os quais afirmam que o escoamento dos sistemas de wetland construída (inclusive os Filtros Verticais Plantados) segue o modelo de Tanques em Série. Estes resultados reforçam a grande variabilidade existente de condições (hidrodinâmicas inclusive) aos quais estes sistemas são submetidos e a necessidade de estudos mais aprofundados sobre o comportamento hidrodinâmico do Sistema Francês típico.

- ✓ Os valores obtidos de N foram menores para o filtro limpo e para a aplicação do maior volume (940 L), sugerindo eventualmente uma aderência ainda maior ao regime de mistura completa para estas condições (filtro limpo e menor frequência de aplicação no leito em carga).
- ✓ Os resultados dos testes hidráulicos indicam que o sistema de alimentação não distribuiu o volume afluyente uniformemente sobre a superfície dos filtros, sendo identificados fortes indícios da presença de curtos-circuitos e zonas mortas nos filtros plantado e não plantado avaliados.

7 RECOMENDAÇÕES

Seguem algumas recomendações para estudos futuros:

- Avaliação do desempenho hidráulico e a remoção de poluentes de um SF típico, originalmente concebido pela Instituição CEMAGREF, composto pelos 2 estágios de tratamento;
- Proposição de configurações e estudos de formas para evitar ou minimizar a presença de zonas mortas no interior dos filtros;
- A fim de evitar a ocorrência dos problemas de vazamento, como verificado neste experimento, e garantir a completa impermeabilização do fundo e paredes das unidades, recomenda-se fortemente a impermeabilização no fundo e nas paredes dos três filtros de 1º estágio;
- Tendo em vista que o nitrato em excesso pode se configurar um problema quando atinge as águas superficiais ou subterrâneas, são necessários estudos sobre o seu potencial de aproveitamento, principalmente na fertirrigação, com economia de água e fertilizantes, sem o uso de agrotóxicos que poderiam causar danos ao meio ambiente e à saúde animal e humana;
- Considerando que o manejo da vegetação configura-se um dos maiores problemas operacionais enfrentados no SF, recomenda-se a investigação de outras espécies de plantas, além do Tifton-85, com potencial de reaproveitamento para outras finalidades;
- Realização de mais pesquisas que tratem da avaliação do comportamento hidrodinâmico de um SF, visando corroborar os resultados obtidos nesta pesquisa, abordando, adicionalmente, a modelagem e cálculo da remoção de poluentes nestes sistemas.
- Avaliação de outras condições operacionais, com aplicação de diferentes TAH médias e instantâneas, bem como de outras condições de fracionamento do volume, visando determinar a capacidade suporte destes sistemas e a influência das condições operacionais no seu desempenho;
- Avaliação do SF por um maior período de tempo, visando consolidar o papel da vegetação no controle e manutenção da condutividade hidráulica e, sobretudo, para evitar sua colmatção precoce, uma das principais preocupações vigentes.

- Realização de estudos aprofundados sobre a dinâmica interna de remoção de nitrogênio, com avaliação das populações microbiológicas, a fim de melhor compreender os fatores intervenientes do processo de nitrificação.

Espera-se que este estudo contribua para uma melhor compreensão do comportamento hidrodinâmico de FVP-AP e que possa fornecer subsídios para modelagem e cálculo da remoção de poluentes nestes sistemas.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AERMC – AGENCE DE L'EAU RHÔNE MÉDITERRANÉE CORSE. *Épuration des eaux usées par des filtres plantes me Macrophytes: une étude bibliographique*. Lyon, France: Agence de l'Eau Rhône Méditerranée Corse, 1999. 80 p.

_____. *Épuration des eaux usées urbaines par infiltration percolation: état de l'art et étude de cas*. Paris: Office International de l'Eau, 2003 (Etude inter-agence, 9).

_____. *Épuration dès eaux usees domestiques par filtres plantes dès macrophytes, recommandations techniques pour La conception et la realization*. Lyon, France, 2005. 44 p.

ALABURDA, J.; NISHIHARA, L. Presença de compostos de nitrogênio em águas de poços. *Rev. Saude Pública*, v. 32, n.2. São Paulo, 1998. 9 p.

ALMEIDA, Paulo Gustavo Sertório. *Efeito de diferentes tipos de meio suporte no desempenho de filtros biológicos percoladores aplicados ao pós-tratamento de efluentes de reatores UASB, com ênfase na nitrificação*. 2008. 116 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2008.

APHA/AWWA/WEF. *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 21. ed. Washington, DC, 2005.

ASSIRATI, Doralice Meloni. *Desinfecção de efluentes de ETE com ozônio para uso agrícola*. 2005. 152 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento e Ambiente) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – Universidade Estadual de Campinas, 2005.

AUSTIN, D.; LOHAN, E.; VERNON, E. Nitrification and denitrification in a tidal vertical flow wetland pilot. In: PROCEEDING OF THE WATER ENVIRONMENT FEDERATION TECHNICAL CONFERENCE, Los Angeles, California, 2003.

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

BOTHE, H.; JOST, G.; SCHLOTTER, M.; WARD, B. B.; WITZEL, K. P. Molecular analysis of ammonia oxidation and denitrification in natural environments. *FEMS Microbiology Reviews*, v. 24, p. 673-690, 2000.

BRASIL. Resolução CONAMA nº 357/2005. CONAMA – Conselho Nacional de Meio Ambiente. Resolução 357, de 17 de março de 2005.

BRIX, H. Do macrophytes play a role in constructed treatment wetlands? *Water Science and Technology*, v 35, n. 5, p. 11-17, 1997.

_____. Danish guidelines for small-scale constructed wetland systems for on-site treatment of domestic sewage. In: PROCEEDINGS OF THE 9th INTERNATIONAL CONFERENCE ON WETLAND, 2004.

_____. Use of constructed wetlands in water pollution control: Historical development, present status, and future perspectives. *Water Science and Technology*, v. 30, n. 8, p. 209-223, 1994. Disponível em: <<http://mit.biology.au.dk/~biohbn/hansbrix/publ.htm>>. Acesso em: 7 jul. 2009.

BRIX, H.; ARIAS, C. A. Danish guidelines for small-scale constructed wetland systems for on-site treatment of domestic sewage. *Water Science and Technology*, v. 51, n. 9, p. 1-9, 2005.

BRIX, H.; DYHR, J.; LORENZEN, B. Root-zone acidity and nitrogen source affects *Typha latifolia* L. growth and uptake kinetics of ammonium and nitrate. *Journal of Experimental Botany*, v. 53, p. 2441-2450, 2002. Disponível em: <<http://mit.biology.au.dk/~biohbn/hansbrix/publ.htm>>. Acesso em: 23 fev. 2009.

BRIX, H.; JOHANSEN, N. H. Danish guidelines for vertical flow wetland systems (in Danish: Retningslinier for etablering af beplanted filteranloeg op til 30 PE). *Økologisk Byfornyelse og Spildevandsrensning*, n. 52, Miljøstyrelsen, Miljøministeriet, Århus, Denmark, 2006.

BRIX, H.; JOHANSEN N. H. Danish guidelines for vertical flow wetland systems. *Økologisk Byfornyelse of Spildevandsrensning*, n. 52, p. 1-59, 2004. Miljøstyrelsen, Århus, Denmark. Disponível em: <<http://mit.biology.au.dk/~biohbn/hansbrix/publ.htm>>. Acesso em: 16 abr. 2009.

CARVALHO, K. Q.; SALGADO, M. T.; PASSIG, F. H.; PIRES, E. C. Avaliação hidrodinâmica de reator UASB submetido à variação cíclica de vazão. *Eng. Sanit. Ambient.*, v. 13, n. 2, p. 226-235, abr./jun. 2008.

CHERNICHARO, C.A.L. (coordenador) *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. 1.ed. Belo Horizonte: FINEP/PROSAB, 2001. 544p.

COOPER, P. F. A review of the design and performance of vertical flow and hybrid reed bed treatment systems. *Water Science and Technology*, v. 40, n. 3, p. 1-9, 1999.

_____. The performance of vertical flow constructed wetland systems with special reference to the significance of oxygen transfer and hydraulic loading rates. *Water Science and Technology*, v. 51, n. 9, p. 81-90, 2005.

COOPER, P.F., BOON, A.G. The use of Phragmites for wastewater treatment by the root zone method: the UK approach. In: REDDY, K.R., SMITH, W.H. (Ed.). *Aquatic Plants for Water Treatment and Resource Recovery*. Orlando,FL: Magnolia Publishing Inc., 1997. p. 153-174.

COOPER, P. F.; JOB, G. D., GREEN, B.; SHUTES, R. B. E. Reed beds and constructed wetlands for wastewater treatment. *WRc Publications*, 1996. 184 p. (Plus Data Diskette: Swindon, United Kingdom).

COTA, R. S. *Avaliação da operação em regime hidráulico transiente de um sistema de aplicação superficial de esgotos no solo utilizado para o pós-tratamento de efluentes de reatores UASB*. 2000. 152 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2000.

CRITES R. W.; MIDDLEBROOKS, E. J.; REED, S. C. *Natural wastewater treatment systems*. In: MEYER, M. D. (Ed.). Boca Raton, Florida: CRC Press, 2006.

CRITES, R. W.; TCHOBANOGLIOUS, G. *Small and decentralized wastewater management systems*. New York: The McGraw-Hill Companies, 1998.

DANTAS, M. A. R.; MELO, H. N. S.; ANDRADE NETO, C. O. Aplicação de traçadores em filtros anaeróbios para avaliação das características hidrodinâmicas. In: CONGRESSO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL, 27. Porto Alegre, 2000. *Anais....* Rio de Janeiro: ABES, 2000.

DE NARDI, I. R.; ZAIAT, M.; FORESTI, E. Influence of the tracer characteristics on hydrodynamic models of packed-bed bioreactors. *Bioprocess Engineering*, v. 21, p. 469-76, Nov. 1999.

DORNELLAS, Filipe Lima. *Avaliação do desempenho de wetlands horizontais subsuperficiais como pós-tratamento de efluentes de reatores UASB*. 2008. 162 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2008.

DWA. *Constructed wetlands database, Version 9.02*. Constructed Wetland Association, Staffordshire, UK, 2006.

FEHR, G.; GELLER, G.; GOETZ, D.; HAGENDOR, U.; KUNST, S.; RUSTIGE, H.; WELKER, B. *Bewachsene bodenfilter als verfahren der biotechnologic* (Endbericht des DBU-Verbundprojektes AS 14178-01), Texte Nr. 05/03, Berlin, Germany, 2003.

FOGLER, H. S. *Elements of chemical reaction engineering*. 2. ed., Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1992, 1992. 838 p.

FREITAS, S. C.; von SPERLING, M.; OLIVEIRA FILHO, J. M. Influência dos fatores ambientais na nitrificação em sistema de lodos ativados convencional. Estudo de caso na ETE Arrudas – Belo Horizonte. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 24., 2007. Belo Horizonte, MG. *Anais...* Belo Horizonte, MG: ABES, 2007.

HABERL, R.; PERFLER, R. Seven years of research work and experience with wastewater treatment by a reed bed system. In: COOPER, P. F.; FINDLATER, B. C. (Ed.). *Constructed*

wetlands in water pollution control. Oxford, United Kingdom: Pergamon Press, 1990. p. 205-214.

HABERL, R.; PERFLER, R.; MAYER, H. Institut für Wasserversorgung, Gewässerökologie und Abfallwirtschaft, Siedlungswasserbau, Industriewasserwirtschaft u. Gewässerschutz Universität für Bodenkultur, A-1190. *Water Science and Technology*, Vienna, v. 32, n. 3, p. 305-315, 1994.

HEALY, M. G.; RODGERS, M.; MULQUEEN, J. Treatment of dairy wastewater using constructed wetlands and intermittent sand filters. *Bioresource Technology*, v. 98, p. 2268-2281, 2007.

HILL & PAYTON. Influence of temperature on treatment efficiency of constructed wetlands. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers* 41 (2): 393-396, 2000.

HILLEL, D. *Fundamentals of soil physics*. London: Academic Press, 1980. 413 p.

IWA – INTERNATIONAL WATER ASSOCIATION. *Constructed wetlands for pollution control: Processes, performance, design and operation*. Scientific and Technical Report No. 8. London, England: IWA Publishing, 2000. 156 p.

JACKSON, D. D.; DAVIES, C. C.; LAMBERS, J. (Ed.). SPB Academic Publishing bv, The Hague. *The Netherlands*, v. 283, 1991. Disponível em: <http://mit.biology.au.dk/~biohbn/hans_brix/publ.htm>. Acesso em: 14 maio 1997.

JIMÉNEZ, B; NOYOLA, A; CAPDEVILLE, B. Selected dyes for residence time distribution in bioreactors. *Biotechnology Techniques*, v. 2, p. 77-82. 1988a.

JIMÉNEZ, B. NOYOLA, A; CAPDEVILLE, B. Dextran blue colorant as a reliable tracer in submerged filters. *Water Research*, v. 22, p. 1253-257, Oct. 1988b.

JOHANSEN, N.-H.; BRIX, H. ARIAS, C.A. Design and characterization of a compact constructed wetland system removing BOD, nitrogen and phosphorus from single household sewage. In: PROCEEDINGS OF THE 8th INTERNATIONAL CONFERENCE ON WETLAND SYSTEMS FOR WATER POLLUTION CONTROL, Vol. 1, Dar es Salam: Comprint International Limited, 2002. p. 47-61.

KADLEC, R. H. *Wetland utilization for management of community wastewater, 1997*. Operations summary (March 1998). Report to Michigan Department of Natural Resources, 1998.

_____. The inadequacy of first-order treatment wetland models. *Ecological Engineering*, v. 15, p. 105-120, 2000.

_____. Status of treatment wetlands in North America. In: DIAS, V.; VYMAZAL, J. (Ed.). PROCEEDING OF THE 1st INTERNATIONAL SEMINAR ON THE USE OF AQUATIC MACROPHYTES FOR WASTEWATER TREATMENT IN CONSTRUCTED

WETLANDS, Instituto da Conservação da Natureza and Instituto da Água: Lisbon, Portugal, 2003. p. 363-401.

KADLEC, R. H.; KNIGHT, R. L. Treatments wetlands. In: *Wetland design: subsurface-flow wetlands*. Boca Raton: Lewis Publishers, 1996. p. 642-643.

KADLEC, H. R.; WALLACE, S. *Treatment wetlands*. 2. ed., Boca Raton, Florida: CRC Press, 2008. 1016 p.

KEENEY, D. R.; CHEN, R. L.; GRAETZ, D. A. Denitrification and nitrate reduction in sediments: importance to the nitrogen budget in lakes. *Nature*, v. 233, p. 66-7, 1972.

KEFFALA, C.; GHRABI, A. Nitrogen and bacterial removal in constructed wetlands treating domestic waste water. *Desalination*, v. 185, n. 1-3, p. 383-389, Nov. 2005.

LANGERGRABER, G.; HABERL, R.; LABER, J.; PRESSL A. Evaluation of substrate clogging processes in vertical flow constructed wetlands. *Water Science and Technology*, v. 48, n. 5, p. 25-34, 2003.

LANGERGRABER, G.; TIEZ, A.; HABERL, R. Comparison of measured and simulated distribution of microbial biomass in subsurface flow constructed wetland. In: DIAS, V.; VYMAZAL, J. (Ed.). PROCEEDING OF THE 10th INTERNATIONAL CONFERENCE ON WETLAND SYSTEMS FOR WATER POLLUTION CONTROL, September, 2006. p. 23-29.

LEE, BYOUNG-HWA; SCHOLZ, Miklas. What is the role of *Phragmites australis* in experimental constructed wetland filters treating urban runoff? *Ecological Engineering*, v. 29, p. 87-95, 2007.

LEVENSPIEL, O. *Engenharia das reações químicas cálculo de reatores*. 3. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2000. 563 p.

LIÉNARD A., GUELLAF H., BOUTIN C. Choice of sand for filters used for secondary treatment of wastewater. *Water Science and Technology*, v.44 (2-3), p. 189-196, 2001.

LIMA, C. A. A. *Tratamento de esgoto sanitário em reator horizontal de leito fixo (RAHLF) – Escala Piloto*. 2001. 165 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.

LIMA, E. P. C. Comportamento hidrodinâmico do sistema *wetland* no pós-tratamento de esgotos domésticos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 22., Joinville, SC, 2003. *Anais...* Rio de Janeiro: ABES, 2003.

LÖFFLER, H. *Leistungsfähigkeit intermittierend beschickter, bepflanztter*. Bodenfilter, WAR, Band 49, Damstadt, 1990.

LORENZI, Harri. *Plantas daninhas do Brasil: terrestres, aquáticas, parasitas, tóxicas e medicinais*. 2. ed. Nova Odessa, SP: Editora Plantarum, 1991. 440 p.

LOUREIRO, Celso. Notas de aula da disciplina *Escoamento em Meios Porosos (ESA-890)*. Pós graduação. Apostila do curso de pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental (DESA) da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

MATOS, A. Tratamento de resíduos agroindustriais. In: ENCONTRO DE PRESERVAÇÃO DE MANANCIAS DA ZONA DA MATA MINEIRA. *Anais...* Cursos Pré-Encontro, Viçosa. ABES-MG, DEA-UFV, ABAS-MG. Viçosa, 2002. p. 105-157.

MATOS, A. T.; ABRAHÃO, S. S.; BORGES, A. C.; MATOS, M. P. Influência da taxa de carga orgânica no desempenho de sistemas alagados construídos cultivados com forrageiras. *Eng. Sanit. Ambient.*, v. 15, n. 1, jan./mar. 2010.

MAZZOLA, M. *Uso de leitos cultivados de fluxo vertical por batelada no pós-tratamento de efluentes de reator anaeróbio compartimentado*. 2003. 98 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola). Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 2003.

METCALF and EDDY, Inc. *Wastewater engineering: treatment, and reuse*. In: TCHOBANOGLIOUS, G.; BURTON, F. L. (Ed.). New York. 4. ed., 2003. 1819 p.

MINAS GERAIS. Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH-MG nº 1, de 5 de Maio de 2008. *Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências*. Belo Horizonte: Conselho de Política Ambiental de Minas Gerais – COPAM e Conselho Estadual de Recursos Hídricos – CERH, 2008.

MITCHELL, S.F. & HAMILTON, D.P. Variations in light climate in a shallow New Zealand Lagoon, *INTECOL's International Wetlands Conference*, 1996. "Wetlands for the Future", Australia (Encore Productions), International Association of Ecology, 5: p. 79, 1996.

MITCHELL, C.; MCNEVIEN D. Alternative analysis of BOD removal in subsurface flow constructed wetlands employing Monod kinetics. *Water Research*, v. 35, n. 5, p. 1295-1303, 2001.

MOLLE, P.; LIÉNARD, A.; BOUTIN, C.; MERLIN, G.; IWEMA, A. How to treat raw sewage with constructed wetlands: an overview of the French systems. *Water Science and Technology*, v. 51, n. 9, p. 11-21, 2005.

MOLLE, P.; LIÉNARD, A.; GRASMICK, A.; IWEMA, A. Effect of reeds and feeding operations on hydraulic behaviour of vertical flow constructed wetlands under hydraulic overloads. *Water Research*, n. 40, p. 606-612, 2006.

NAGUETTINI, Mauro; ANDRADE PINTO, Éder José. *Hidrologia estatística*. Belo Horizonte: CPRM-Serviço Geológico do Brasil, 2007.

OLIJNYK, D. P.; SEZERINO, P. H.; PHILIPPI, L. S. Análise da viabilidade de nitrificação e desnitrificação em sistemas híbridos de filtros plantados com macrófitas (wetlands). In:

CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 24., 2007. Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: ABES, 2007.

OLIJNYK, Débora Parcias. Avaliação da nitrificação e desnitrificação de esgoto doméstico empregando filtros plantados com macrófitas (wetlands) de fluxos vertical e horizontal – sistemas híbridos. 2008. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

ÖNORM, B. 2505: *Bepflanzte bodenfilter (Pflanzenkläranlagen)* – Anwendung, Bemessung, Bau und Betrieb (subsurface flow constructed wetland-application, dimensioning, installation, and operation): update to 1997 publication, Österreichisches Normungsinstitut, Vienna, Austria, 2005.

PAOLI, André Cordeiro Pádua. *Análise de desempenho e comportamento de wetlands horizontais de fluxo subsuperficial baseada em modelos hidráulicos e cinéticos*. 2010. 144 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2010.

PENIDO, Rodolfo Carvalho Salgado. *Avaliação hidráulica de leitos de fluxo vertical plantados e não plantado em escala de demonstração*. 2009. 117 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

PERSSON, J.; SOMES, N. L. G.; WONG, T. H. F. Hydraulics efficiency of constructed wetlands and ponds. *Water Science and Technology*, v. 40, n. 3, p. 291-300, 1999

PLATZER, C. *Design recommendations for subsurface flow constructed wetlands for nitrification and denitrification*. In: PROCEEDINGS INT. CONF. ON WETLAND SYSTEMS FOR WATER POLLUTION CONTROL, 6., 1998. São Pedro. *Anais...* São Pedro, 1998.

PLATZER, C.; MAUCH, K. Soil clogging in vertical flow reed beds: Mechanisms, parameters, consequences and ... solutions? *Water Science and Technology*, v. 35, n. 5, p. 175-182, 1997.

PLATZER, C.; SENF, C.; HOFFMANN, H.; CARDIA, W.; COSTA, R. H. R. *Dimensionamento de wetland de fluxo vertical com nitrificação – Adaptação de modelo europeu para as condições climáticas do Brasil*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA AMBIENTAL, 24., 2007. Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: ABES, 2007.

PNSB – PESQUISA NACIONAL DE SANEAMENTO BÁSICO. IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em: <www.ibge.gov.br/home/estatistica/.../pnsb2008/PNSB_2008.pdf>. Acesso em: 14 jul. 2010.

RAISIN, G.; BARTLEY, J.; CROOME, R. Groundwater influence on the water balance and nutrient budget of a small natural wetland in Northeastern Victoria, Australia. *Ecological Engineering*, v. 12, n. 1-2, p. 133-147, 1999.

REDDY, K. R.; PATRICK JR., W. H.; LINDAU, C.W. Nitrification-denitrification at the plant root-sediment interface in wetlands. *Limnol. Oceanogr.*, v. 34, p. 1004, 1989.

REED, S. C. *Subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment – a technology assessment*. The United States Environmental Protection Agency, EPA 832-R-93-008, 1993.

SANTOS, Regina Maria Ferreira. *Pós-tratamento de esgoto: sistema sequencial de leitos cultivados (constructed wetlands) vertical e horizontal*. 2009. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, SP, 2009.

SASSAKI, Renata Akemi. *Distribuição de tempos de residência em sistemas alimentados com vazão variável*. 2005. 89 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ, Programa de Pós-graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2005.

SCHWAGER, A.; BOLLER, M. Transport phenomena in intermittent filters. *Water Science and Technology*, v. 35, n. 6, p. 13-20, 1997.

SEZERINO, P. H.; BENTO, A. P.; WICHERN, M.; LINDENBLATT, C.; PHILIPPI, L. S. Simulação da nitrificação em filtros plantados com macrófitas (vertical flow constructed wetlands). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 23., 2005. Campo Grande. *Anais...* Campo Grande: ABES, 2005.

SEZERINO, Pablo Heleno. *Potencialidade dos filtros plantados com macrófitas (constructed wetlands) no pós-tratamento de lagoas de estabilização sob condições de clima subtropical* 2006. 171 f. (Doutorado em Engenharia Ambiental) – Escola de Engenharia Ambiental da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2006.

SILVA, Selma Cristina. “*Wetlands construídos*” de fluxo vertical com meio suporte de solo natural modificado no tratamento de esgotos. 2007. 202 f (Doutorado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, DF, 2007.

SIMUNEK J.; SENUJA, M.; van GENUCHTEN, M.T. *The HYDRUS-ID software package for simulating the one-dimensional movement of water; heat, and multiple solutes in variably saturated media – Version 2.0*. USDA. Salinity Laboratory: Riverside, California, 1998

STEIN, O. R.; TOWER, B. W.; HOOK, P. B.; BEIDERMAN, J. A. On fitting the k-C* first order model to batch loaded subsurface treatment wetland. In: DIAS, V.; VYMAZAL, J. (Ed.). PROCEEDINGS OF THE 10th INTERNATIONAL CONFERENCE ON WETLAND SYSTEMS FOR WATER POLLUTION CONTROL, September 2006. p. 23-29.

STEVENS, D. K.; BERTHOUEX, P. M.; CHAPMAN, T. W. The effect of tracer diffusion in biofilm on residence time distributions. *Water Research*, v. 20, n. 3, p. 369-75, Mar. 1986.

SYLVANE, G.; MCGOWAN, F; SCHOLZ, M. Gully pot effluent treatment with constructed wetlands. School of Engineering/University of Edinburgh, Edinburgh, 2003. Disponível em: <<http://www.see.ed.ac.uk>>. Acesso em: 20 out. 2010.

TANNER, C. C.; SUKIAS, J. P.; DALL, C. *Constructed wetlands in New Zealand: Evaluation of na emerging “natural” wastewater treatment technology*. WATER 2000: GUARDING THE GLOBAL RESOURCE CONFERENCE, Auckland, New Zealand, March 2000. p. 19-23.

TCHOBANOGLIOUS, G. *A study of the filtration of treated sewage effluent*. Ph.D. Dissertation, Stanford University. Stanford, California, 1969.

_____. *Wastewater engineering, treatment and reuse*. 4. ed. revised. New York: Metcalf & Eddy Inc., McGraw-Hill, 2003. 1819 p.

TEEFY, S. Tracer studies in water treatment facilities a protocol and case studies. In: DENVER; AWWAR, 1996. 152 p. BVS. Biblioteca Virtual em Saúde. Disponível em: <<http://regional.bvsalud.org/php/index.php?lang=pt>>. Acesso em: 20 out. 2010.

TOOD, D. K. *Ground water hydrology*. New York: John Wiley, 1959. 332 p.

TORRENS, A.; MOLLE, P.; BOUTIN, C.; SALGOT, M. Impact of design and operation variables on the performance of vertical-flow constructed wetlands and intermittent sand filters treating pond effluent. *Water Research*, n. 43, p. 1851-1858, 2009.

USEPA. *Guidelines for ecological risk assessment, EPA/630/R-95/002F*. Washington DC: National Enter for Environmental Assessment, 1998.

_____. *Constructed wetlands treatment of municipal wastewaters*. Process design manual. United States Environmental Protection Agency. EPA 625-R-99-010. Cincinnati, Ohio: Technology Transfer Branch, 1999. 154 p.

_____. *Subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment: A technology assessment*. United States Environmental Protection Agency, 1993.

VALENTIM, M. A. A. Uso de leitos cultivados no tratamento de efluente de tanque séptico modificado. 1999. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – FEAGRI – Faculdade de Engenharia Agrícola – UNICAMP, Campinas, SP, 1999.

von SPERLING, Marcos. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. vol. 4., 3. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental/Universidade Federal de Minas Gerais, 2005. 452 p. (Princípios do tratamento biológico de águas Residuárias, v. 1).

_____. *Princípios básicos do tratamento de esgotos*. 1. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental/Universidade Federal de Minas Gerais, 1996. 211 p.

_____. *Princípios do tratamento biológico de águas residuárias: Lodos ativados*. vol. 4, 2. ed. Belo Horizonte: Segrac, 1997. 414 p.

VYMAZAL, J. Algae and element cycling in wetlands. Boca Raton, Florida: CRC Press/Lewis Publisher. In: *Constructed wetlands for pollution control*. Processes, Performance, Design and Operation. IWA, 2000. England: IWA Publishing, 1995. 156 p.

_____. Czech Republic. In: *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*. In: VYMAZAL, J.; BRIX, H.; COOPER, P. F.; HABERL, R.; PERFLER, R.; LABER, J. (Ed.). *Removal mechanisms and types of constructed wetlands*. Backhuys Publisher: Leiden, The Netherlands, 1998. p. 95-121.

WALLACE, S. D.; HIGGINS, J. P.; CROLLA, A. M.; BACHAND, A.; VERKUIJL, S. *Hight-rate ammonia removal in aerated engineered wetlands*. In: DIAS, V.; VYMAZAL, J. (Ed.). *PROCEEDINGS OF THE 10th INTERNATIONAL CONFERENCE ON WETLAND SYSTEMS FOR WATER POLLUTION CONTROL*, September 2006. p. 23-29. Ministério de Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (MAOTDR) and IWA: Lisboa, Portugal, 2006. p. 255-264.

WEEDON, C. M. Compact vertical flow reed bed system – first two years performance. *Water Science and Technology*, v. 48, n. 5, p. 15-23, 2003.

WINTER K, J.; GOETZ, D. The impact of sewage composition on the soil clogging phenomena of vertical flow constructed wetlands. *Water Science and Technology*, v. 48, n. 5, p. 9-14, 2003.

APÊNDICE A - SISTEMA DE WETLANDS CONSTRUÍDAS (CONSTRUCTED WETLAND)

1 Introdução ao sistema de *wetlands* construídas (WC)

As “wetlands” naturais são ecossistemas alagados de maneira constante ou sazonal, parcial ou total, onde se desenvolvem espécies de plantas adaptadas a estas condições de saturação. Nestes ambientes, solo, microrganismos, plantas aquáticas e animais nativos atuam de forma integrada para transformação e armazenamento de matéria orgânica e nutrientes. Apresentam enorme diversidade biológica e ampla capacidade de transformar poluentes em sub-produtos menos danosos ou em nutrientes essenciais à produtividade biológica. (METCALF; EDDY, 2003; USEPA, 1999; HILL; PAYTON, 2000; CHERNICHARO *et al.*, 2001 e KADLEC; WALLACE, 2008). No Brasil, são conhecidas como áreas de várzea, igapós, banhados, alagados, pântanos, manguezais, dentre outras denominações.

A utilização de *wetlands* e a disposição de esgotos nos solos para melhoria da qualidade das águas, mesmo de maneira não intencional, é prática bastante antiga. Muitas vezes os esgotos são descartados, tratados ou não, em depressões no solo. Caso não exista uma *wetland* nestes locais, o descarte constante dos esgotos conduz rapidamente à formação de uma *wetland* (COOPER; BOON, 1997).

Wetlands naturais têm sido usadas há pelo menos 100 anos como locais para a disposição final de águas residuárias. Exemplos encontrados na América do Norte incluem: *Great Meadows* em Lexington, Massachusetts, que recebe esgoto desde 1912; *Brillion Marsh*, em Wisconsin, que recebe esgotos municipais desde 1923 e *Cootes Paradise*, em Ontário, que recebe esgotos domésticos gerados pela estação de tratamento de Dundas, desde 1919 (KADLEC; WALLACE, 2008).

Já o sistema de *wetlands* construídas - WC - (*constructed wetlands*) são artificiais, projetados, compostos de uma ou mais células de tratamento, que se utilizam destas características dos alagados naturais, favoráveis à remoção de poluentes, para melhorar a capacidade de tratamento. Diferem, portanto, das áreas naturalmente alagadas ou alagáveis descritas anteriormente, pois são sistemas projetados e construídos intencionalmente com a finalidade de reduzir o potencial poluidor do esgoto, apresentando, como qualquer outra tecnologia de tratamento de esgotos, parâmetros de dimensionamento e critérios operacionais específicos.

Os estudos sobre a utilização de WC para tratamento de águas residuárias começaram na década de 1950, na Alemanha, com o Instituto Max Planck. Novos esforços de pesquisa e investigação foram efetuados pelos EUA nas décadas de 1970 e 1980. Na década de 1990 observou-se ampliação da quantidade e dos tipos de WC, que passaram a ser utilizados para o tratamento de diferentes tipos de efluentes: águas residuárias municipais, águas de chuva, efluentes industriais, de mineração e agrícolas (SYLVANE *et al.*, 2003 e KADLEC; WALLACE, 2008).

Esta tecnologia evoluiu substancialmente na última década, sendo principalmente utilizada para tratar esgotos submetidos a uma etapa prévia de tratamento (primário ou secundário). Várias unidades foram implantadas em todo o mundo, apresentando combinações de mais de um tipo de WC, operadas em série e/ou em paralelo, com finalidades e condições operacionais bastante diversificadas.

Sylvane *et al.* (2003) consideram o sistema de WC como complexos sistemas integrados onde efluente, plantas, animais, microrganismos e meio ambiente (sol, meio suporte e ar) interagem para melhorar a qualidade do efluente.

Os mecanismos de remoção de poluentes que atuam, em menor ou maior intensidade, são os mesmos para todos os tipos de WC e incluem (USEPA, 1999; HABERL *et al.*, 1994; KADLEC; WALLACE, 2008): sedimentação de material particulado; filtração e precipitação química; transformações químicas; adsorção e troca de íons na superfície de plantas, substratos e resíduos; transformação e absorção de poluentes e nutrientes pelos microrganismos e plantas; e predação e decaimento natural de patógenos.

A ocorrência destes mecanismos depende essencialmente da condutividade hidráulica do substrato, dos tipos e quantidade de microrganismos, do fornecimento de oxigênio para os microrganismos e das condições químicas do substrato (HABERL *et al.*, 1994).

O sistema de WC é tipicamente projetado para o tratamento secundário de pequenas comunidades (usualmente até 2.000 hab.), sendo uma boa opção para locais que já possuem tratamento primário/secundário (por exemplo, fossas sépticas, reatores anaeróbios de manta de lodo e lagoas) e que desejam melhorar a qualidade do seu efluente final.

Em Minas Gerais, os reatores anaeróbios de manta de lodo e fluxo ascendente (reatores UASB) são amplamente utilizados para o tratamento de esgotos domésticos. A legislação

ambiental mineira (DN COPAM/CERH 01/2008), ao permitir o lançamento de efluentes cujo tratamento tenha *eficiência mínima na remoção de DBO de 60% e média anual igual ou superior a 70%*, incentivou a adoção deste e de outros sistemas simplificados de tratamento. Entretanto, os efluentes destes sistemas dificilmente conduzem ao cumprimento dos padrões do corpo receptor, sobretudo devido às pequenas capacidades de diluição da maioria dos corpos d'água urbanos. Sendo assim, o sistema de WC configura-se como uma boa alternativa de tecnologia para complementar o tratamento do efluente dos reatores UASB nos municípios mineiros.

1.1 Tipos de *wetlands* construídas

O sistema de WC é usualmente classificado em função das macrófitas predominantes ou do tipo de escoamento (BRIX, 1994).

Quando classificadas em função das macrófitas predominantes, são denominadas de:

- Sistemas de macrófitas flutuantes (*free-floating macrophyte-based systems*),
- Sistemas de macrófitas submersas (*submerged macrophyte-based systems*), e
- Sistemas de macrófitas emergentes (*rooted emergent macrophyte-based systems*).

Quando classificadas de acordo com o tipo de escoamento dos esgotos nos sistemas de macrófitas emergentes, são denominadas de:

- Fluxo superficial
- Fluxo subsuperficial horizontal
- Fluxo subsuperficial vertical

O fluxograma apresentado na Figura 1A mostra a classificação adotada por grande parte da literatura que trata do assunto.

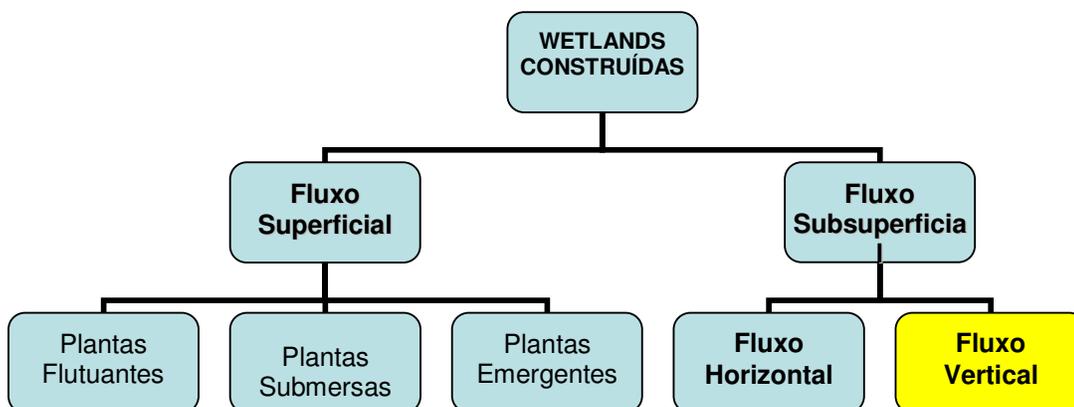


Figura 1A – Classificação do sistema de WC comumente adotada pela literatura

O sistema investigado nesta tese de doutorado é um tipo de *wetland* contruída de fluxo vertical (WCFV), em destaque na Figura 1A, que apresenta algumas especificidades a serem detalhadas e discutidas ao longo desta revisão bibliográfica.

Kadlec e Wallace (2008) sugerem outra classificação para as WC's, função do sentido principal de escoamento (Figura 1B):

- Fluxo superficial
- Fluxo subsuperficial
- Fluxo vertical

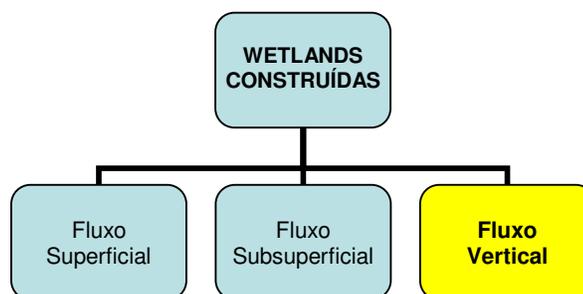


Figura 1B - Classificação do sistema de WC em função do sentido do escoamento

A classificação do sistema de WC apresentada na Figura 1B é considerada a mais adequada pela autora e as razões são brevemente discutidas no item 1.1.3.

A seguir é apresentada uma breve descrição dos três tipos de WC existentes. As WCFV, objeto do presente trabalho, são descritas no item 1.1.2.3.

1.1.1 Wetland Construída de Fluxo Superficial (WCFS)

Uma WCFS típica é constituída pelos seguintes componentes: taludes que delimitam a célula de tratamento, estruturas de entrada que regulam e distribuem o esgoto bruto e estruturas de saída que permitem o ajuste do nível de água em seu interior. Algumas áreas são completamente (ou parcialmente) preenchidas com plantas submersas, flutuantes e emergentes e outras, com apenas água exposta na superfície (USEPA, 1999).

Dentre os sistemas existentes de WC, esta é a tecnologia que mais se assemelha aos alagados naturais, em aparência e funcionamento, uma vez que o esgoto flui horizontalmente em meio saturado contendo plantas, e a lâmina d'água permanece acima do solo, ficando exposta ao ar atmosférico.

Devido ao elevado potencial de proliferação de vetores e contaminação pela exposição humana aos organismos patogênicos dos esgotos (sobretudo aos trabalhadores que têm contato direto com o efluente) e à geração de maus-odores, sua aplicação mais comum é para o tratamento avançado de esgotos, como polimento de efluentes secundários ou terciários, sendo raramente usada após o tratamento primário (USEPA, 1999).

Os poluentes na forma particulada (SST) que entram em uma WCFS tendem a sedimentar e são retidos devido às baixas velocidades de escoamento. Os sólidos dissolvidos integram os ciclos biogeoquímicos dos elementos no interior da coluna de água e na superfície. Ao mesmo tempo, uma fração de DBO, NT e PT dissolvida é adsorvida pelo solo, podendo ser utilizada por microrganismos e plantas presentes ao longo de toda a *wetland*. Os elementos dissolvidos integram também os ciclos minerais dos ecossistemas de *wetland* (KADLEC; KNIGHT, 1996).

Embora seja adequada a todos os tipos de clima, sua eficiência tende a ser superior em locais com temperaturas mais elevadas, onde a taxa metabólica dos organismos heterotróficos e autótrofos quimiossintetizantes é maior, resultando na maior rapidez na remoção de matéria carbonácea, nitrogenada e na produção de novas células (síntese celular) (KADLEC; WALLACE, 2008).

É, normalmente, a opção adotada para controle de cheias, remediação do lençol freático e para o tratamento de águas de minas e percolados de aterros sanitários, em função da habilidade para trabalhar com grandes variações e intermitências de vazão e dos níveis de água.

1.1.2 Wetland Construída de Fluxo Subsuperficial (WCFSS)

O sistema de Wetland Construída de Fluxo Subsuperficial é comumente conhecido na Europa por *Reed Bed Treatment System (RBTS)*, sendo frequentemente adotada neste continente a espécie *Phragmites australis*, planta mais comumente encontrada na região. Nos Estados Unidos, o termo usualmente adotado para designar o sistema de WCFSS é *Vegetated Submerged Bed (VSB)* (VYMAZAL, 1998).

Nestes sistemas, o nível do esgoto se mantém abaixo do meio suporte, 5 a 15 cm abaixo da superfície, reduzindo os riscos associados à exposição humana e animal aos patogênicos presentes no esgoto. O esgoto flui horizontalmente, no sentido longitudinal, por camadas de meio suporte (usualmente britas ou solo) com plantas aquáticas, e através das raízes e rizomas das plantas (USEPA, 1999; KADLEC; WALLACE, 2008). Por possuir um visual bonito e agradável, típico de áreas verdes, pode ser facilmente integrado a áreas selvagens, paisagísticas ou de parques, sendo uma alternativa tecnológica interessante para o tratamento de esgotos nestes locais.

Os principais componentes estruturais deste sistema são: taludes para formação do tanque de tratamento, tubulação de entrada de esgotos, camada de argila compactada ou membrana sintética sobre os taludes e o fundo do canal (para evitar contaminação de áreas adjacentes e lençol freático) e tubulação de saída com controle de nível. Em relação ao clima, devido ao isolamento do topo, podem operar em condições mais frias (USEPA, 1999; KADLEC; WALLACE, 2008).

Durante sua lenta passagem através da *wetland*, os esgotos são submetidos a zonas aeróbias, anaeróbias e anóxicas de tratamento. Nas zonas aeróbias formadas ao redor das raízes e rizomas das plantas, o esgoto é tratado por meio de degradação biológica e por processos físico-químicos (COOPER *et al*, 1996).

As principais reações biológicas envolvidas na remoção de poluentes nas WCFSS incluem: fotossíntese, respiração, fermentação, nitrificação, desnitrificação e remoção microbiológica do fósforo (MITCHELL; HAMILTON, 1996). Compostos orgânicos são degradados nas zonas aeróbias e anaeróbias por bactérias aderidas às raízes e rizomas das plantas e ao meio suporte. O oxigênio requerido para a degradação aeróbia é principalmente fornecido diretamente da atmosfera por difusão. Numerosos estudos têm mostrado que a capacidade de transporte de oxigênio das plantas é insuficiente para garantir a decomposição na rizosfera e

que a decomposição anaeróbia e anóxica tem papel importante nas WCFSS's (BRIX, 1990 *apud* VYMAZAL, 1998).

Devido à gradual colmatção pelo crescimento do biofilme e sólidos acumulados ao longo do tempo, é necessário substituir o meio suporte a cada período de 8 a 15 anos, aproximadamente (TILLEY, 2008).

1.1.3 Wetlands Construídas de Fluxo Vertical (WCFV)

Existem diversas variedades de WCFV, submetidas a distintas condições hidráulicas e operacionais, e sobre as quais atuam mecanismos diferentes de remoção dos poluentes presentes nos esgotos. Kadlec e Wallace (2008) distinguem quatro tipos principais:

- Fluxo descendente com alimentação em pulso
- Intermitente com ciclos de aplicação e drenagem
- Leito não saturado de fluxo descendente
- Leito saturado de fluxo ascendente ou descendente

A WCFV é usualmente adotada para esgotos submetidos a uma etapa prévia de tratamento primário em tanques de sedimentação, tanques sépticos ou equivalentes, podendo também ser usadas como unidades de polimento de sistemas de tratamento secundário, como lodos ativados (VYMAZAL, 1998). Experiências têm demonstrado que seu desempenho é fortemente influenciado por esta etapa que antecede o tratamento em uma WCFV (KADLEC; WALLACE, 2008).

Uma das dificuldades encontradas pela autora na etapa de revisão bibliográfica foi decorrente da existência de inúmeras terminologias para designação de uma WCFV, sendo as mais adotadas: filtros verticais plantados, *wetlands* verticais, alagados construídos (ou terras úmidas construídas, ou banhados) de fluxo vertical, leitos filtrantes (ou filtros) plantados com macrófitas e leitos cultivados com macrófitas. Houve, ainda, dificuldades para identificar, dentre os quatro tipos existentes de WCFV, qual era o tipo de unidade investigada por diversas publicações consultadas, tendo em vista que muitas delas não continham esta informação, nem apresentavam elementos suficientes para uma identificação completamente segura.

A maior dificuldade encontrada foi na diferenciação entre o sistema **Intermitente com ciclos de aplicação e drenagem** (*Tidal flow*) e o de **Fluxo descendente com alimentação em pulso** (*intermittent downflow* ou *pulse loaded*) uma vez que ambos apresentam uma alimentação intermitente. A alimentação do sistema *Tidal flow* se assemelha à de lodos ativados de fluxo intermitente (bateladas), em relação à presença de ciclos sequenciais de enchimento, reação e drenagem, ocorridos em uma mesma unidade. São criadas, assim, condições alternadas de redução (durante o alagamento do meio) e de oxidação (durante a drenagem). Deste modo, este sistema difere significativamente dos FVP-AP, principalmente em relação ao seu comportamento hidráulico (objetivo principal de avaliação desta pesquisa), bem como às condições de saturação do meio e modo de atuação dos diversos mecanismos físicos, químicos e biológicos de remoção dos poluentes. No Brasil, Mazolla (2003) realizou importante investigação sobre o sistema de WCFV do tipo *tidal flow*. Embora esta pesquisa seja bastante relevante do ponto de vista acadêmico para a melhor compreensão deste tipo de WCFV, esta não foi inserida na etapa de revisão bibliográfica, pois como já comentado, o sistema investigado se refere a uma variante de outro tipo de WCFV.

A seguir os quatro tipos principais de WCFV são comentados muito brevemente.

1) Fluxo descendente com alimentação em pulso (FVP-AP)

(*intermittent downflow* ou *pulse loaded*)

Este sistema foi desenvolvido na Europa nos anos 1960, com o objetivo de superar a capacidade limitada dos outros tipos de *wetland* para oxidação da amônia. Possuem alimentação em pulso e são capazes de transferir elevados teores de oxigênio ao meio, possibilitando assim, a geração de um efluente nitrificado (KADLEC; WALLACE, 2008).

O esgoto é aplicado rapidamente e de maneira intermitente na superfície da *wetland*, passa por camadas de meios porosos com diferentes granulometrias, sendo gradualmente drenado e conduzido a um sistema de drenagem de fundo, que recolhe o efluente já tratado. Este modo de operação, com fases alternadas de alimentação e descanso, faz com que o meio permaneça não saturado durante a maior parte do tempo, favorecendo a oxigenação do meio. A granulometria do meio aumenta com a profundidade, sendo o material mais grosseiro localizado no fundo da unidade.

Quando não são usadas plantas, são também conhecidos como Filtros Intermitentes de Areia - FIA (LIENARD *et al.*, 2001).

A classificação deste sistema como uma *wetland* não parece apropriada, tendo em vista que não há necessariamente alagamento do sistema. Em algumas de suas publicações, a USEPA (2000, 2002) justifica a não inclusão na categoria de *wetlands*, alegando que os mecanismos de remoção de poluentes atuam de modo diferente e dependem essencialmente da sua atuação como um filtro. Nesta pesquisa foi adotada a terminologia “filtro vertical plantado com alimentação em pulso” (**FVP-AP**) para designação deste sistema, por ter sido considerada a mais adequada e a que melhor representa o seu funcionamento, uma vez que o escoamento ocorre em meio não saturado e o leito filtrante não fica necessariamente submetido a alagamento (parcial ou total, periódico ou permanente).

Esgotos brutos concentrados, não submetidos a uma etapa primária nem secundária de tratamento, podem ser tratados por meio de uma versão francesa desta tecnologia (**FVP-AP**), denominada nesta tese por *Sistema Francês*. Tendo em vista que o 1º estágio do *Sistema Francês* constitui o objeto específico de avaliação desta tese de doutorado, uma melhor descrição deste tipo de WCFV é apresentada em um item separado (*item 3.1.5*). Os detalhes relativos à execução, funcionamento hidráulico e operação do sistema de **FVP-AP** são também apresentados no mesmo item.

2) Intermitente com ciclos de aplicação e drenagem

(Tidal Flow - fill and drain)

Muito utilizados no norte da América para o tratamento de esgotos concentrados e para remoção de amônia, estes sistemas alternam ciclos de preenchimento, reação e drenagem (BEHRENDTS *et al.*, 1996 *apud* KADLEC; WALLACE, 2008). Como já comentado, sua alimentação se assemelha à de lodos ativados de fluxo intermitente (bateladas), pela presença de ciclos sequenciais de enchimento, reação e drenagem, ocorridos em uma mesma unidade.

Durante o preenchimento, o esgoto aplicado na parte superior preenche gradualmente todo o volume ocupado pelo meio suporte (de baixo para cima) até o alagamento da superfície, quando a alimentação de entrada é interrompida. O material suporte permanece saturado durante um determinado período, tipicamente 2 horas, quando ocorrem reações de redução, como desnitrificação, com consequente remoção do nitrogênio da massa líquida. Posteriormente, o esgoto é drenado (sentido do fluxo descendente), possibilitando a entrada de ar nos vazios do meio suporte, bem como a ocorrência dos processos oxidativos, como a nitrificação (KADLEC; WALLACE, 2008). São criadas, assim, condições alternadas de

redução (durante o alagamento do meio) e de oxidação (durante a drenagem), que permitem a transformação e remoção de poluentes presentes no esgoto, inclusive da amônia.

O sistema pode ser constituído de duas unidades operadas em paralelo: enquanto uma se encontra na etapa de preenchimento a outra está na etapa de drenagem. Este modo de operação tem sido chamado de *Reciprocating operation* (BEHRENDTS, 2000 *apud* KADLEC; WALLACE, 2008).

Embora durante a fase de preenchimento o sentido do fluxo seja de baixo para cima, este é considerado um sistema de fluxo descendente, pois o fluxo predominante na etapa de reação é de cima para baixo (KADLEC; WALLACE, 2008).

3) Leito não saturado de fluxo descendente

(unsaturated downflow)

Neste sistema, o esgoto é aplicado no topo da camada superior, sendo drenado através de um meio poroso, em condições não saturadas. O seu funcionamento se assemelha ao de filtros de areia ou brita com recirculação, denominados *recirculating gravel filters* (CRITES *et.al*, 2006). São mais utilizados na América do Norte e baseiam-se nos mesmos padrões e critérios usados nestes filtros (KADLEC; WALLACE, 2008).

As tubulações de entrada são localizadas acima do meio suporte ou abaixo, posição usualmente adotada em regiões mais frias onde há risco de congelamento da superfície, que pode prejudicar ou impedir a distribuição homogênea do afluente ao longo de sua superfície.

Embora o esgoto possa passar uma única vez através do meio suporte, o mais usual é a recirculação do efluente, que passa várias vezes pelo meio suporte.

4) Leito saturado de fluxo ascendente ou descendente

(Saturated up ou Saturated downflow)

Comumente utilizados para o tratamento de águas acidificadas, como as provenientes de mineração, são conhecidos como sistemas de alagados anaeróbios ou produtores de alcalinidade. O fluxo de esgotos neste tipo de WCFV é contínuo e estes sistemas trabalham continuamente saturados (alagados), sob condições anaeróbias (reductoras). Os sistemas com fluxo ascendente têm sido sugeridos para minimizar a transferência de oxigênio e garantir a

manutenção das condições redutoras (HASENGA *et.al*, 2004 *apud* KADLEC; WALLACE, 2008).

O uso do alagamento para bloquear o transporte de oxigênio cria condições anaeróbias no fundo da camada de sedimentos e condições redutoras apropriadas à ocorrência de reações químicas que promovem a imobilização de metais (KADLEC; WALLACE, 2008).

O efluente final tratado tem pouco ou nenhum oxigênio dissolvido e altas concentrações de H₂S, podendo causar riscos à vida aquática, caso venha a ser lançado em corpos d'água. Felizmente, como atestam Kadlec e Wallace (2008), estes sistemas são usualmente seguidos por tecnologias de tratamento aeróbio, que visam ao polimento do efluente, sobretudo à oxidação da amônia.

1.3 Breve discussão sobre a classificação da WCFV

De acordo com a classificação usualmente adotada (Figura 1A), a WCFV é considerada um sistema de fluxo *subsuperficial*, o que não parece adequado, pois não representa adequadamente o funcionamento da maioria dos tipos de WCFV.

Algumas das definições dados pelo dicionário Aurélio para a palavra *fluxo* são: “1. ato ou modo de fluir. 2. Corrente, curso de fluido em um conduto... 6. Escorrimento ou curso de líquido”. Estas sugerem, de acordo com a língua portuguesa, que a superfície do líquido se movimenta subsuperficialmente, remetendo ao modo de escoamento da lâmina líquida, o que não acontece em nenhum dos diferentes tipos existentes de WCFV. O termo *fluxo* é, ainda, o vocábulo empregado pela maioria dos autores brasileiros que atuam na área de saneamento para indicar o sentido principal do escoamento dos esgotos em um sistema de tratamento. Por exemplo, os reatores anaeróbios de manta de lodo e os filtros anaeróbios são classificados como de fluxo ascendente, pois este é o sentido predominante do escoamento dos esgotos (de baixo para cima).

A USEPA (1999) considera a WCFV como um sistema de fluxo *subsuperficial*, por entender que o efluente se mantém abaixo da superfície do meio filtrante, não ficando exposto na superfície. Isto se verifica em alguns tipos de WCFV, mas não em todos. Como foi visto anteriormente, o sistema “*Saturated upflow* ou *Saturated downflow*” é um tipo de WCFV que trabalha continuamente saturado e pode operar com nível do esgoto acima do meio suporte durante todo o tempo. O sistema “*Tidal Flow*” opera durante grande parte do tempo com

nível acima do meio suporte, quando o meio permanece completamente alagado, permitindo a ocorrência de importantes processos de remoção, como a desnitrificação do nitrato, com a efetiva remoção do nitrogênio da massa líquida.

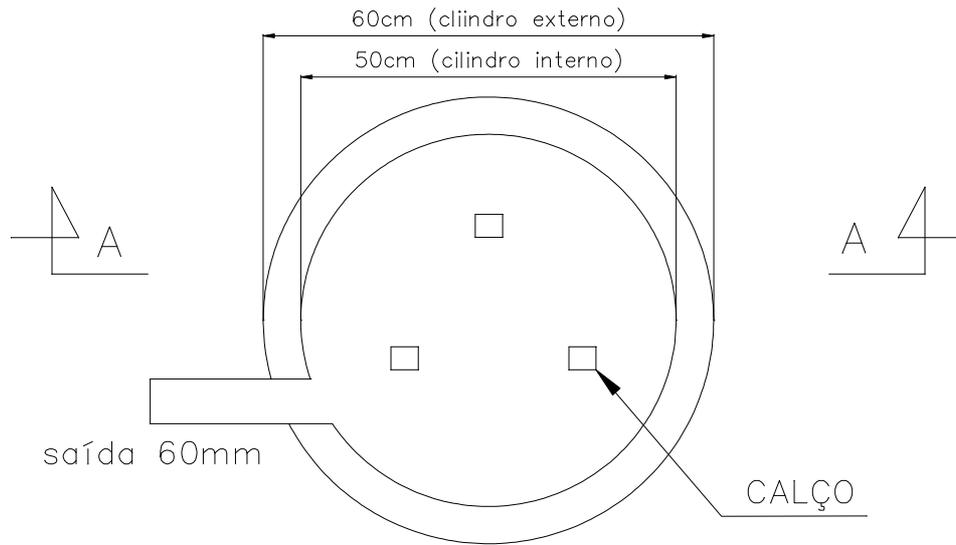
O termo *subsuperficial* pode estar relacionado, ainda, ao modo de entrada do esgoto no sistema. Nos países de clima temperado, a entrada dos esgotos se encontra usualmente abaixo da superfície, devido à possibilidade de congelamento, que poderia prejudicar a alimentação, impedindo sua distribuição homogênea ao longo de toda a área superficial da unidade. Para as condições climáticas brasileiras, nem mesmo a entrada do esgoto nos diferentes tipos de WCFV, será realizada de maneira *subsuperficial*, pois o esgoto pode ser aplicado na superfície, tendo em vista que o risco de congelamento é praticamente inexistente.

Segundo a avaliação da autora, para a área de saneamento, o termo *fluxo* indica o sentido predominante do escoamento (e não o seu modo de entrada ou a possibilidade de exposição ao ar) e, por esta razão não seria muito adequado considerar a WCFV como um sistema de fluxo *subsuperficial*.

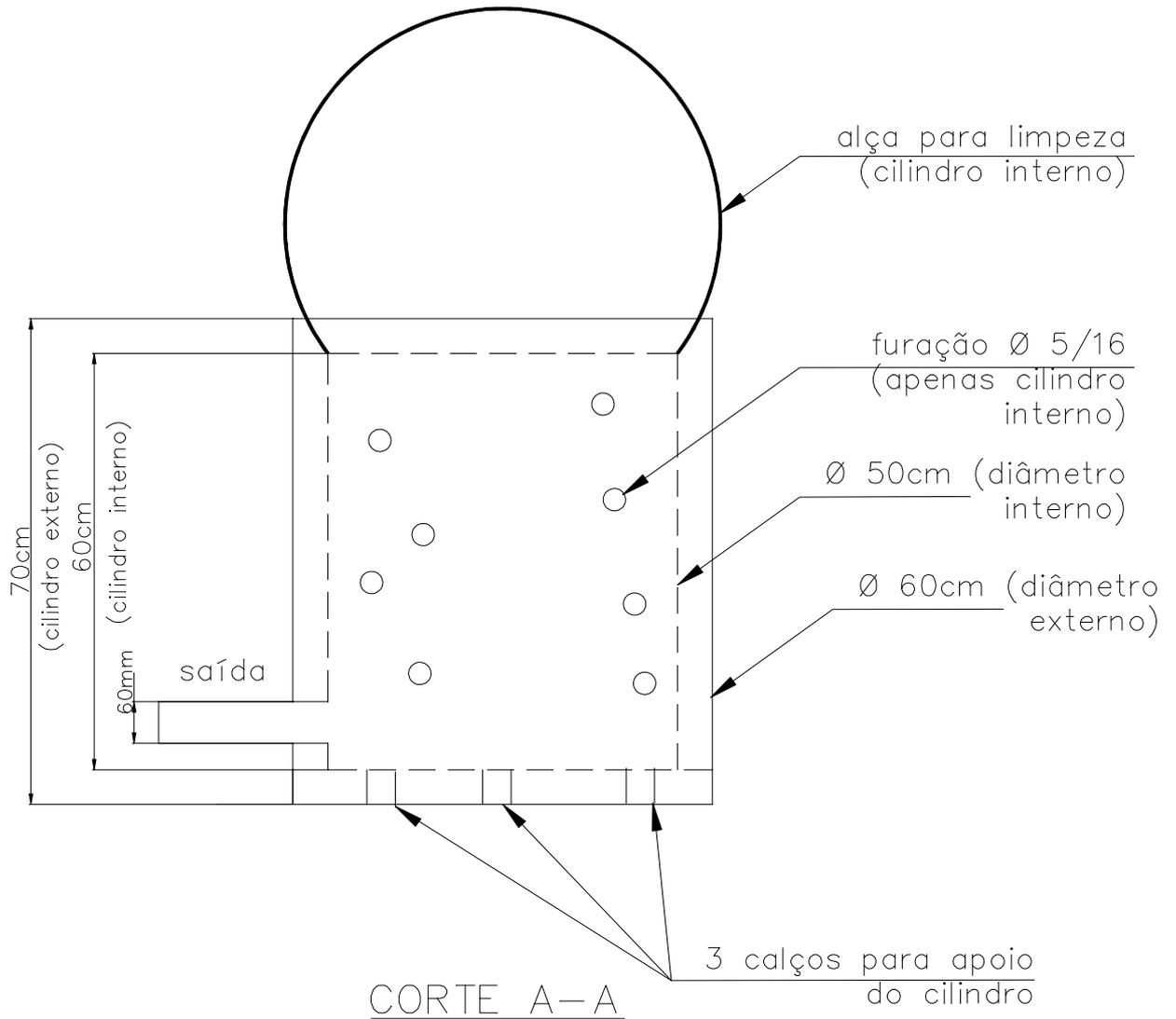
Sendo assim, a classificação considerada mais apropriada pela autora para o atual estágio de desenvolvimento da tecnologia de WC é a dada por Kadlec e Wallace (2008), que as classifica de acordo com o sentido principal de escoamento em três tipos: Fluxo superficial, Fluxo subsuperficial e Fluxo vertical (Figura 1B).

APÊNDICE B - PROJETO SIMPLIFICADO DO SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTOS INVESTIGADO

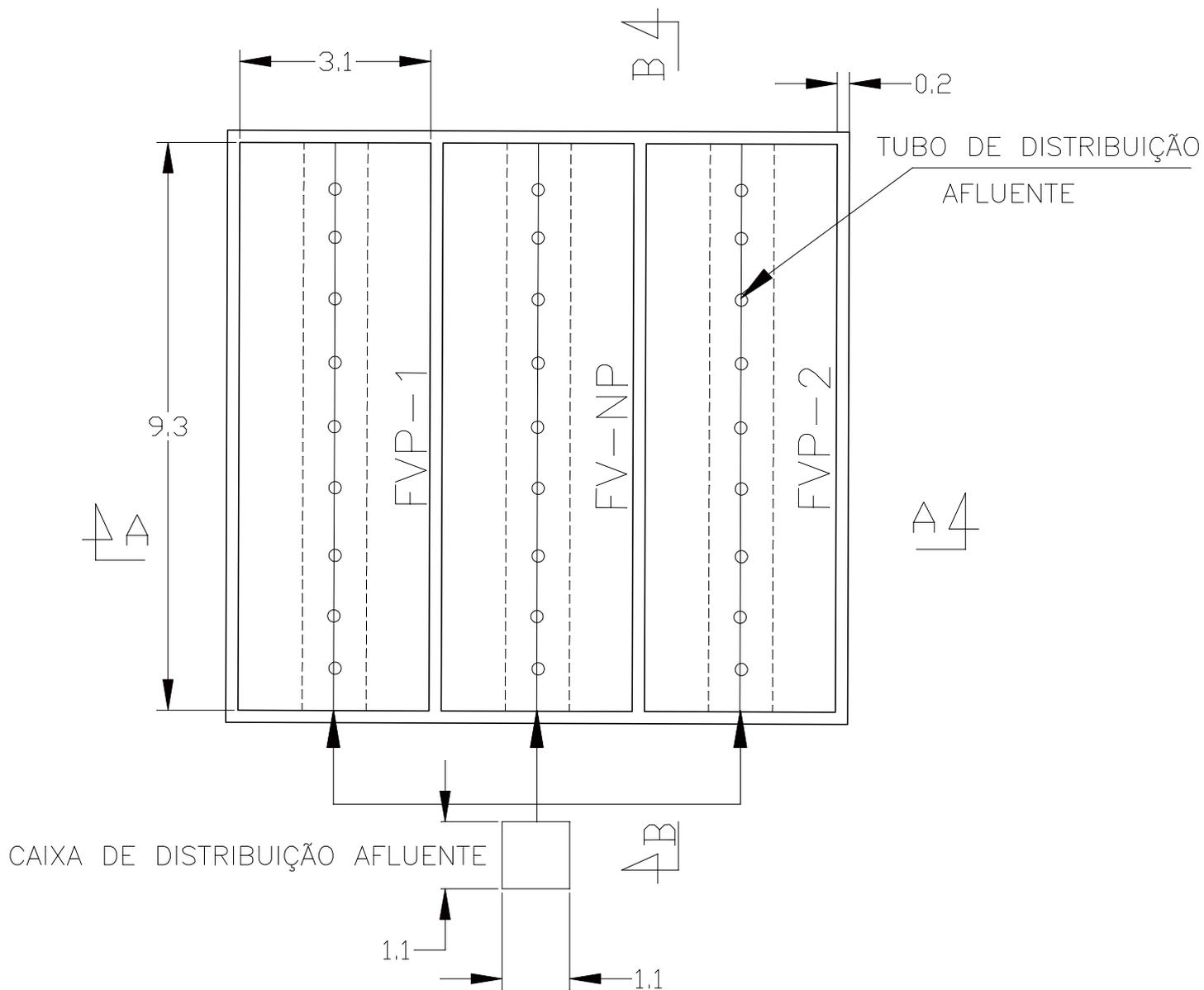
FILTRO REMOÇÃO SÓLIDOS GROSSEIROS



PLANTA



FILTROS VERTICAIS



NOTAS:

1) FILTROS CONFECCIONADOS EM ALVENARIA DE BLOCOS DE CONCRETO 15x20x40cm

2) SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO AFLUENTE: PVC RÍGIDO BRANCO 25mm COM ORIFÍCIOS DE 10mm ESPAÇADOS A CADA 12cm

3) SISTEMA DE DRENAGEM DE FUNDO: 2 TUBOS DE PVC RÍGIDOS BRANCOS PERFORADOS DE 100mm COM ORIFÍCIOS DE 10mm ESPAÇADOS A CADA 12cm

4) UNIDADES EM m

APÊNDICE C - MEMÓRIA DE CÁLCULO DO DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE TRATAMENTO

Parâmetros de dimensionamento adotados (IEWA, 2005; Molle, 2005)

Dados de entrada:

População atendida = 100 hab

Vazão média = $11 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$

Concentrações afluentes

DQO = $438 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$

SS = $286 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$

NTK = $30 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$

1) Cálculo da carga afluyente

Carga = vazão média x concentração afluyente

Cargas no esgoto bruto

DQO = $5 \text{ kg} \cdot \text{d}^{-1}$

SS = $3 \text{ kg} \cdot \text{d}^{-1}$

NTK = $0,3 \text{ kg} \cdot \text{d}^{-1}$

Taxas de aplicação

Taxa de aplicação hidráulica - TAH = $0,37 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$

Taxa de aplicação de DQO - TDQO = $0,30 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$

Taxa de aplicação de SS – TSS $0,15 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$

Taxa de aplicação de NTK - TNTK = $0,03 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$

2) Cálculo da área do leito filtrante em carga (A)

Área requerida do leito em carga, com base na taxa de aplicação hidráulica

$A = \text{vazão média} / \text{TAH}$

$A = 29,5 \text{ m}^2$

Área requerida do leito em carga com base na taxa de aplicação de DQO

$A = \text{carga DQO} / \text{TDQO}$

$A = 16 \text{ m}^2$

Área requerida do leito em carga com base na taxa de aplicação de SS

$A = \text{carga SS} / \text{TSS}$

$A = 21 \text{ m}^2$

Área requerida do leito em carga com base na taxa de aplicação de NTK

$A = \text{carga NTK} / \text{TNTK}$

$A = 11 \text{ m}^2$

Área de leitos em carga a ser adotada (Maior valor entre os quatro calculados)

$$\Rightarrow A = 29,5 \text{ m}^2$$

$$\text{Área útil total (três leitos)} = (29,5 \times 3) \text{ m}^2$$

$$\text{Área útil total} = 88,4 \text{ m}^2$$

$$\text{Área útil per capita} = 0,88 \text{ m}^2/\text{hab}$$

3) Dimensões dos leitos

Relação comprimento/largura (L/B) adotada = 3

$$B \cdot 3B = 29,5$$

$$B^2 = 9,8$$

$$B = 3,13 \text{ m}$$

Largura requerida para cada leito = 3,1 m

$$L = 3 \cdot B$$

$$L = 3 \cdot 3,13$$

$$L = 9,39 \text{ m}$$

Comprimento requerido para cada leito = 9,4 m

4) Plantas

Densidade de plantas = 4 mudas/m²

Número de plantas por leito = 118 (4 x 29,5 m²)

Número total de plantas (todos os leitos) = 354

5) Pontos de alimentação dos leitos

Área coberta por cada ponto de distribuição do esgoto = 40 m²/ponto

Número de pontos de distribuição por leito = 1 ponto/leito

6) Drenagem dos leitos

Área de cobertura recomendada por cada dreno de fundo = 15 m²/dreno

Número de drenos de fundo por leito = 2 (29,5 m²/2)

Diâmetro mínimo do dreno = 100 mm (valor adotado no projeto)

Diâmetro adotado para cada orifício = 10 mm

Afastamento entre orifícios = 12 cm (valor recomendado = 15 cm)

7) Revestimento do fundo e paredes

Fundo: argila compactada e camada de massa de cimento

Paredes: alvenaria em blocos de concreto de 15cm x 20cm x 40cm

Obs: Devido aos problemas de vazamentos constatados nos filtros, recomenda-se fortemente o uso de Geomembrana PEAD - espessura de 1 mm, para garantia da completa impermeabilização do fundo e paredes.

8) Bateladas de alimentação

Número de bateladas de alimentação por dia = 12 (valor recomendado < 12/dia)

Volume de esgoto de cada batelada – V_1

$$V_1 = Q / \text{número de bateladas por dia}$$

$$V_1 = 11/12$$

$$V_1 = 0,94 \text{ m}^3$$

9) Lâmina d'água

Lâmina d'água durante carga - H_1 (valor recomendado: entre 0,02 e 0,05 m)

$$H_1 = V_1 / \text{área do leito em carga}$$

$$H_1 = 0,94/29,5$$

$$H_1 = 0,94/29,5$$

$$H_1 = 0,032 \text{ m}$$

10) Taxa de aplicação hidráulica instantânea - TAH_{inst}

Tempo de descarga durante cada batelada (t_{bat})= 5 minutos

Vazão de esgotos durante cada batelada (Q_1)

$$Q_1 = V_1 / t_{bat}$$

$$Q_1 = 0,94.60/5$$

$$Q_1 = 11,3 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$$

Taxa de aplicação hidráulica instantânea (sobre o leito em carga) - TAH_{inst}
(valor recomendado > $0,5 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$)

$$TAH_{inst} = Q_1 / A$$

$$TAH_{inst} = 11,3/29,5$$

$$TAH_{inst} = 0,38 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$$

APÊNDICE D – CÁLCULO DA ESTATÍSTICA DE TESTE DA DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADES DE *MANN-WHITNEY*

$$u_1 = n_1.n_2 + \frac{n_1(n_1+1)}{2} - R_1$$

$$u_2 = n_1.n_2 + \frac{n_2(n_2+1)}{2} - R_2$$

$$Z_{cal} = \frac{u - \mu(u)}{\sigma(u)}$$

$$\sigma(u) = \sqrt{\frac{n_1.n_1(n_1+n_2+1)}{12}}$$

$$\mu(u) = \frac{n_1.n_2}{2}$$

R_1 = soma dos postos do grupo n_1

R_2 = soma dos postos do grupo n_2

SST				DBO			
FV-NP e FVP-2				FV-NP e FVP-2			
FVP-2	posto	FV-NP	posto	FVP-2	posto	FV-NP	posto
3,5	1	28,3	11	6	1	33	8
7,5	2	32	13	18	2	36	9
8,5	3	38,4	17	24	3	51	12
9,4	4	38,67	18	30	4	67,5	15
12,4	5	41,43	20	31	5	68,5	16
13	6	42,8	21	31,5	6	69	17,5
16,5	7	43,7	22	32	7	72	19
23	8	45	23	42	10	72	20
25	9	46,5	24	49,5	11	73,5	21
25	10	53,1	25	52	13	75,7	23
30	12	53,9	26	55,5	14	79,5	25
33	14	62,5	28	66	15	91,5	27
35	15	79	30	69	17,5	106,5	29
37,5	16	83	31	75	22	141	30
39	19	83	32	79	24	154,5	31
59	27	114	33	89	26		
71	29	123	34	92	28		
		191	35				

R_2	187	R_1	443	R_2	208,5	R_1	302,5
n_2	17	n_1	18	n_2	17	n_1	15
u_2	272	u_1	34	u_2	199,5	u_1	72,5
μ	153			μ	127,5		
$\sigma(u)$	30,30			$\sigma(u)$	26,48		
Z_{cal}	3,93			Z_{cal}	2,72		

$$u_1 = n_1.n_2 + \frac{n_1(n_1+1)}{2} - R_1$$

$$u_2 = n_1.n_2 + \frac{n_2(n_2+1)}{2} - R_2$$

$$Z_{cal} = \frac{u - \mu(u)}{\sigma(u)}$$

$$\sigma(u) = \sqrt{\frac{n_1.n_1(n_1+n_2+1)}{12}}$$

$$\mu(u) = \frac{n_1.n_2}{2}$$

R_1 = soma dos postos do grupo n1

R_2 = soma dos postos do grupo n2

DQO				SSV			
FV-NP e FVP-2				FV-NP e FVP-2			
FVP-2	posto	FV-NP	posto	FVP-2	posto	FV-NP	posto
25	1	60	5	3	1	17	9
29	2	66	7,5	4	2	20,7	12
38	3	84	13	5	3	25,5	15
56	4	89	14	6,4	4	26,7	16
64	6	95	15	6,768	5	31,2	18
66	7,5	98	16	12	6	32,8	19
70	9	104	18	13	7	33	20
78	10	130	21	16	8	34	21,5
80	11	137	23	19	10	36	22,5
80	12	141	24	20	11	40	23
100	17	147	27	25	13	41,5	24
118	19	150	29,5	25	14	45,6	25
119	20	159	31	27,5	17	46,7	26
132	22	180	34,5	34	21,5	48	27,5
144	25	184	36	36	22,5	58,1	30
146	26	186	37	48	27,5	69	31
148	28	192	38	51	29	90	32
150	29,5	193	39			92	33
157	30	193	40				
160	32	195	41				
175	33	284	42				
180	34,5						
R₂	381,5	R₁	551,5	R₂	201,5	R₁	404,5
n₂	22	n₁	21	n₂	17	n₁	18
u₂	333,5	u₁	141,5	u₂	274,5	u₁	108,5
μ	231			μ	153		
σ(u)	41,16			σ(u)	30,30		
Z_{cal}	2,49			Z_{cal}	4,01		

$$u_1 = n_1.n_2 + \frac{n_1(n_1+1)}{2} - R_1$$

$$u_2 = n_1.n_2 + \frac{n_2(n_2+1)}{2} - R_1$$

$$Z_{cal} = \frac{u - \mu(u)}{\sigma(u)}$$

$$\sigma(u) = \sqrt{\frac{n_1.n_1(n_1+n_2+1)}{12}}$$

$$\mu(u) = \frac{n_1.n_2}{2}$$

R_1 = soma dos postos do grupo n1

R_2 = soma dos postos do grupo n2

nitrate				NTK			
FV-NP e FVP-2							
FVP-2	posto	FV-NP	posto	FVP-2	posto	FV-NP	posto
5,30	8	2,42	1	6,6	1	12,1	7
6,20	9	3,34	2	7,2	2	13	8,5
8,66	13	3,75	3	7,8	3	15	11,5
13,39	15	3,75	4	9,7	4	15,5	13
14,30	17	3,80	5	11	5	16	14,5
17,21	19	4,60	6	12,16	6	17,53	16
19,38	20	4,80	7	13	8,5	17,82	17
21,97	22	6,80	10	14,8	10	18	18
24,68	23	6,94	11	15	11,5	21,5	19
25	24	7,80	12	16	14,5	22	20
27,27	26	9,10	14	16,3	15	24	21
27,70	27	14,00	16			28,7	22
32,00	28	16,50	18				
		20,10	21				

R_2	251	R_1	111	R_2	80,5	R_1	111
n_2	13	n_1	14	n_2	11	n_1	12
u_2	22	u_1	176	u_2	117,5	u_1	99
μ	91			μ	66		
$\sigma(u)$	20,61			$\sigma(u)$	16,25		
Z_{cal}	-3,35			Z_{cal}	3,17		

$$u1 = n1.n2 + \frac{n1(n1+1)}{2} - R1$$

$$u2 = n1.n2 + \frac{n2(n2+1)}{2} - R1$$

$R1$ = soma dos postos do grupo $n1$

$R2$ = soma dos postos do grupo $n2$

$$Z_{cal} = \frac{u - \mu(u)}{\sigma(u)}$$

$$\sigma(u) = \sqrt{\frac{n1.n1(n1+n2+1)}{12}}$$

$$\mu(u) = \frac{n1.n2}{2}$$

N-amoniaco

<i>FVP-2</i>	<i>posto</i>	<i>FV-NP</i>	<i>posto</i>
5	1	12	10
6	2	14	12
8	3	14	13
9	4	14	14
9	5	14	15
9	6	15	17
10	7	15	17
11	8	16	18
12	10	16	19
12	10	16	20
13	11,5	19	21
13	11,5	20	22
15	17		
R_2	96	R_1	198
n_2	13	n_1	12
u_2	151	u_1	36
μ	78		
$\sigma(u)$	18,38		
Z_{cal}	3,97		

APÊNDICE E – CÁLCULO DA ESTATÍSTICA DE TESTE DA DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADES DO TIPO F

$$F_{cal} = \frac{\text{desvio}_1^2}{\text{desvio}_2^2}$$

graus de liberdade do numerador
 graus de liberdade do denominador

SST	FVP-2	FV-NP
<i>média</i>	26,4	66,6
<i>desvio padrão</i>	17,9	41,2
<i>nº de dados (n_i)</i>	17	18
<i>φ₁</i>	16	17

F_{cal}
5,3

SSV	FVP-2	FV-NP
<i>média</i>	21	44
<i>desvio padrão</i>	14,9	21,4
<i>nº de dados (n_i)</i>	17	18
<i>φ₁</i>	16	17

F_{cal}
2,1

DBO	FVP-2	FV-NP
<i>média</i>	50	79
<i>desvio padrão</i>	25,6	33,5
<i>nº de dados (n_i)</i>	17	15
<i>φ₁</i>	16	14

F_{cal}
1,7

DQO	FVP-2	FV-NP
<i>média</i>	105,0	145,0
<i>desvio padrão</i>	48,8	54,9
<i>nº de dados (n_i)</i>	22	21
<i>φ₁</i>	21	20

F_{cal}
1,3

NTK	FVP-2	FV-NP
<i>média</i>	11,8	18,4
<i>desvio padrão</i>	3,6	4,8
<i>nº de dados (n_i)</i>	11	12
<i>φ₁</i>	10	11

F_{cal}
1,8

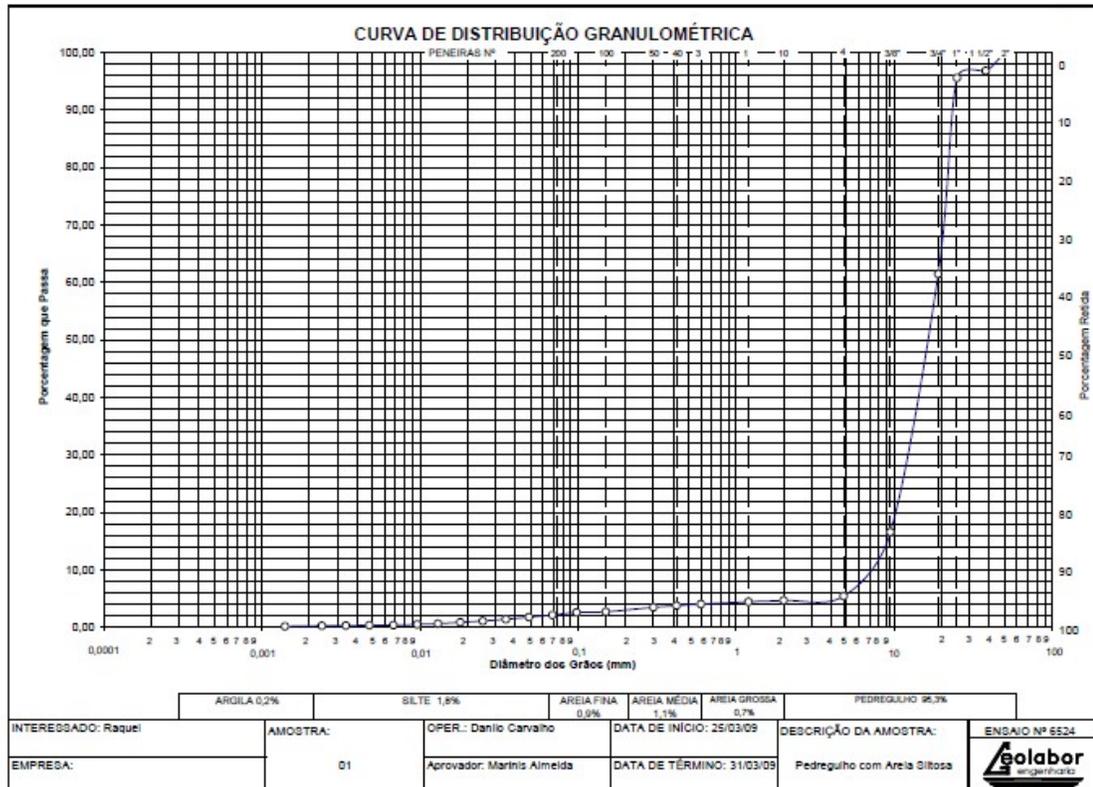
N-amoniaca	FVP-2	FV-NP
<i>média</i>	10,0	15,0
<i>desvio padrão</i>	2,8	2,2
<i>nº de dados (n_i)</i>	13	12
<i>φ₁</i>	12	11

F_{cal}
0,6

nitrito	FVP-2	FV-NP
<i>média</i>	17,2	11,7
<i>desvio padrão</i>	8,7	8,7
<i>nº de dados (n)</i>	13	14
<i>φ₁</i>	12	13

F_{cal}
1,0

ANEXO A – CURVA GRANULOMÉTRICA DA CAMADA FILTRANTE SUPERIOR (BRITA 0)



ANEXO B – CURVA GRANULOMÉTRICA DA CAMADA DE TRANSIÇÃO (BRITA 1)

