

***Elaboração dos Projetos Básicos
dos Sistemas de Esgotamento
Sanitário das Cidades de
São Félix do Coribe, Serra do
Ramalho e Sítio do Mato,
localizadas no Estado da Bahia***

R02

**Relatório dos Estudos de
Concepção e Viabilidade
do Projeto de Esgotamento
Sanitário da Cidade de
Serra do Ramalho**



TECHNE
engenheiros consultores

Maio/2008



***Companhia de Desenvolvimento dos Vales do
São Francisco e do Parnaíba***

**ELABORAÇÃO DOS PROJETOS BÁSICOS DOS
SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DAS
CIDADES DE SÃO FÉLIX DO CORIBE, SERRA DO
RAMALHO E SÍTIO DO MATO, LOCALIZADAS NO
ESTADO DA BAHIA**

**R02 – Relatório dos Estudos de Concepção e
Viabilidade do Projeto de Esgotamento Sanitário
da Cidade de Serra do Ramalho**



Maio/2008

APRESENTAÇÃO

O presente documento se constitui no Relatório correspondente a Fase A2 – **R02 – Relatório dos Estudos de Concepção e Viabilidade do Projeto de Esgotamento Sanitário da Cidade de Serra do Ramalho**, parte integrante dos SERVIÇOS DE CONSULTORIA PARA ELABORAÇÃO DE PROJETOS BÁSICOS DOS SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DAS CIDADES DE SÃO FÉLIX DO CORIBE, SERRA DO RAMALHO E SÍTIO DO MATO, LOCALIZADAS NO ESTADO DA BAHIA, no âmbito do contrato firmado entre a TECHNE Engenheiros Consultores Ltda. e a CODEVASF – Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba.

Os serviços de consultoria objeto do referido contrato serão consubstanciados nos seguintes relatórios:

- *Fase A1 – Relatório dos Estudos de Reconhecimento;*
- *Fase A2 – Relatório dos Estudos de Concepção e Viabilidade;*
- *Fase A3 – Relatório do Projeto Básico.*

O Relatório R02, além desta apresentação, é composto por sete Capítulos denominados:

- 1. Introdução;
- 2. Concepção das Alternativas;
- 3. Desenvolvimento das Alternativas;
- 4. Avaliação Ambiental;
- 5. Escolha da Alternativa;
- 6. Avaliação Econômica Financeira da Alternativa Selecionada;
- 7. Memória de Cálculo.

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	I
LISTA DE FIGURAS	IV
LISTA DE TABELAS	IV
1. INTRODUÇÃO	2
2. CONCEPÇÃO DAS ALTERNATIVAS	5
2.1 DEFINIÇÃO DAS BACIAS DE CONTRIBUIÇÃO	5
2.2 REDE COLETORA	6
2.3 AS ESTRUTURAS DE TRANSPORTE (EMISSÁRIOS E ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS)	7
2.4 SISTEMA DE TRATAMENTO	8
2.5 LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO	12
2.6 LODOS ATIVADOS	13
2.7 FILTROS BIOLÓGICOS	16
2.8 SISTEMA ANAERÓBIO	17
3. DESENVOLVIMENTO DAS ALTERNATIVAS	22
3.1 REDE COLETORA	22
3.2 SISTEMA DE TRANSPORTE	22
3.3 TRATAMENTO	23
3.3.1 Reator UASB Seguido de Lagoa de Maturação	23
3.3.2 Lagoa Anaeróbia Seguida de Lagoas Facultativas e de Maturação	26
3.3.3 Lagoa Facultativa Seguida de Lagoa de Maturação	27
3.4 CORPO RECEPTOR	27
4. AVALIAÇÃO AMBIENTAL	29
4.1 METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS	29
4.2 CARACTERIZAÇÃO DAS ALTERNATIVAS DE SOLUÇÕES TÉCNICAS	29
4.3 IDENTIFICAÇÃO DE IMPACTOS SIGNIFICATIVOS	34
4.3.1 Impactos Sobre o Meio Físico	39
4.3.2 Impactos Sobre o Meio Biótico	40
4.3.3 Impactos Sobre o Meio Antrópico	41
4.4 RECOMENDAÇÕES	41
4.5 IMPACTOS AMBIENTAIS SEM A REALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO	42
5. ESCOLHA DA ALTERNATIVA	44
5.1 ESTIMATIVA DE CUSTOS	44
5.1.1 Sistema de Transporte	44
5.1.2 Sistema de Tratamento	45
5.2 COMPARAÇÃO E SELEÇÃO DAS ALTERNATIVAS	46
6. AVALIAÇÃO ECONÔMICA E FINANCEIRA DA ALTERNATIVA SELECIONADA	49
7. MEMÓRIA DE CÁLCULO	63
7.1 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA EE-1	63
7.1.1 Estudo Econômico de Emissário de Recalque	63
7.1.2 Cálculo do Valor Presente dos Custos de Energia	64
7.2 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA EE-2	65
7.2.1 Estudo Econômico de Emissário de Recalque	65

7.2.2 Cálculo do Valor Presente dos Custos de Energia	66
7.3 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA EE-FINAL	67
7.3.1 Estudo Econômico de Emissário de Recalque	67
7.3.2 Cálculo do Valor Presente dos Custos de Energia	68
7.4 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO – ALTERNATIVA 1	69
7.4.1 Planilha para Dimensionamento de Reatores UASB.....	69
7.4.2 Planilha para Dimensionamento de Lagoas de Polimento	71
7.4.3 Planilha para Dimensionamento de Leitos de Secagem	72
7.4.4 Cálculo de Estimativa de Orçamento de ETE- UASB.....	73
7.4.5 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Polimento.....	74
7.5 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO – ALTERNATIVA 2	75
7.5.1 Planilha para Dimensionamento de Lagoa Anaeróbia.....	75
7.5.2 Planilha para Dimensionamento de Lagoa Facultativa	76
7.5.3 Planilha para Dimensionamento de Lagoa Maturação.....	77
7.5.4 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Anaeróbia	78
7.5.5 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Facultativa	79
7.5.6 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Maturação.....	80
7.6 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO – ALTERNATIVA 3	81
7.6.1 Planilha para Dimensionamento de Lagoa Facultativa	81
7.6.2 Planilha para Dimensionamento de Lagoa Maturação.....	82
7.6.3 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Facultativa	83
7.6.4 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Maturação.....	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema de Interligação de Bacias	7
Figura 2.2 – Arranjos Típicos de Sistemas de Lagoas de Estabilização	12
Figura 2.3 – Arranjos Típicos de Sistemas de Lodos Ativados	15
Figura 2.4 – Arranjos Típicos de Sistemas de Filtros Biológicos	16
Figura 2.5 – UASB Seguido por Reator Anaeróbio	18
Figura 2.6 – Arranjos Típicos de Sistemas de UASB Seguido por Reator Anaeróbio	20
Figura 3.1 – Sistema Proposto	24
Figura 4.1 – Unidades Hidrográficas do São Francisco	32
Figura 5.1 – Esquema do Sistema de Tratamento Proposto	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Evolução das Contribuições de Esgoto de Serra do Ramalho	3
Tabela 2.1 – Contribuição por Bacia	7
Tabela 2.2 – Recomendações da Organização Mundial da Saúde para a Qualidade Microbiológica de Efluentes de Estações de Tratamento	11
Tabela 2.3 – Características Típicas das Lagoas de Estabilização	13
Tabela 3.1 – Contribuição por Sub-Bacia	22
Tabela 4.1 – Unidades Hidrográficas do São Francisco	33
Tabela 4.2 – Matriz de Identificação de Impactos	35
Tabela 4.3 – Matriz de Avaliação de Impactos para a Estação Elevatória	36
Tabela 4.4 – Matriz de Avaliação de Impactos para o Emissário de Recalque	37
Tabela 4.5 – Matriz de Avaliação de Impactos para a Estação de Tratamento	38
Tabela 6.1 – Atendimento do Sistema de Esgotos Com e Sem Projeto	49
Tabela 6.2 – Proporção de Insumos na Composição de Cada Unidade do Sistema	50
Tabela 6.3 – Evolução da População e do Número de Domicílios	51
Tabela 6.4 – Custos de Implantação do Sistema por Componente e por Item de Custo, em Reais, com Preços de Mercado	52
Tabela 6.5 – Custos de Implantação do Sistema por Componente e por Item de Custo, em Reais, com Preços de Eficiência	52
Tabela 6.6 – Custos de Ampliação do Sistema por Item de Custo, em Reais, com Preços de Mercado	54
Tabela 6.7 – Custos de Ampliação do Sistema por Item de Custo, em Reais, com Preços de Eficiência	55
Tabela 6.8 – Custos Fixos de Operação, Administração e Manutenção do Sistema, por Item de Custo, em Reais, com Preços de Mercado	56
Tabela 6.9 – Custos Fixos de Operação, Administração e Manutenção do Sistema, por Item de Custo, em Reais, com Preços de Eficiência	57
Tabela 6.10 – Distribuição dos Custos Totais do Sistema por Componente, em Reais, com Preços de Eficiência	58
Tabela 6.11 – Indicadores de Referência de Custo do Sistema Proposto	58
Tabela 6.12 – Avaliação Benefício-Custo do Sistema de Esgotamento Sanitário para Serra do Ramalho, com DAP de R\$ 12,45, com Preços de Eficiência	59
Tabela 6.13 – Avaliação Benefício-Custo do Sistema de Esgotamento Sanitário para Serra do Ramalho, com DAP de R\$ 48,98, com Preços de Eficiência	61

1. INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

Neste documento estão apresentados todos os elementos relativos aos estudos de concepção e de viabilidade que servirão de base para a elaboração do Projeto Básico de Esgotamento Sanitário para a Cidade de Serra do Ramalho no Estado da Bahia. Aqui será definida a concepção básica para o sistema de coleta, transporte e tratamento dos esgotos da cidade. Para a elaboração desses estudos foram utilizados os parâmetros básicos definidos no Relatório de Estudos Básicos elaborado anteriormente e já aprovado pela CODEVASF. No desenvolvimento deste Relatório, foram utilizadas informações obtidas na própria cidade, além de plantas da SUDENE, na escala de 1:100.000. No âmbito deste Contrato, se encontra em elaboração o levantamento topográfico específico, o qual dará origem a plantas planialtimétricas, semicadastrais, com equidistância entre curvas de nível de 1 (um) metro, apresentadas na escala de 1:2.000. Tais plantas serão utilizadas na elaboração do Projeto Básico acima referido.

O presente estudo foi desenvolvido de acordo com os Termos de Referência da CODEVASF, específicos para este fim.

A seguir é feita uma recapitulação dos parâmetros básicos utilizados neste estudo, para facilitar a análise por parte da CODEVASF.

As vazões consideradas neste estudo foram obtidas com base nos seguintes parâmetros relativos ao cálculo das contribuições de esgotos:

- Consumo de água per capita:120,0 l/hab.dia;
- Consumo de água per capita (perdas de 25%):.....90,0 l/hab.dia;
- Coeficiente de retorno água/esgoto:.....0,80;
- Contribuição de esgoto “per capita”: 72 l/hab.dia;
- Coeficiente de contribuição máxima diária: $K_1 = 1,20$;
- Coeficiente de contribuição máxima horária:..... $K_2 = 1,50$;
- Coeficiente de contribuição mínima diária: $K_3 = 0,50$;
- Coeficiente de infiltração na rede coletora:0,30 l/s.km.

A **Tabela 1.1** mostra a evolução das contribuições de esgoto para a cidade ao longo do período de projeto (2008 a 2028).

Conforme indicado no R01 (Relatório dos Estudos de Reconhecimento), no que diz respeito à vazão de infiltração, o valor exato só poderá ser calculado após a definição do traçado final da rede coletora, quando será conhecida a sua extensão real. Para efeito de estimativa das contribuições será considerada uma extensão total da ordem de 70 km. Com tal extensão e considerando a taxa de infiltração de 0,20 l/s por quilômetro de rede, a vazão total de infiltração prevista é de cerca de 14,00l/s.

Tabela 1.1 – Evolução das Contribuições de Esgoto de Serra do Ramalho

Ano	População (hab)	Evolução das Contribuições (l/s)			
		Qm	Q1	Q2	Q3
2008	4.927	5,13	6,16	9,24	2,57
2009	5.100	5,31	6,37	9,56	2,66
2010	5.278	5,50	6,60	9,90	2,75
2011	5.463	5,69	6,83	10,24	2,85
2012	5.654	5,89	7,07	10,60	2,95
2013	5.852	6,10	7,32	10,97	3,05
2014	6.057	6,31	7,57	11,36	3,15
2015	6.269	6,53	7,84	11,75	3,27
2016	6.489	6,76	8,11	12,17	3,38
2017	6.716	7,00	8,39	12,59	3,50
2018	6.951	7,24	8,69	13,03	3,62
2019	7.194	7,49	8,99	13,49	3,75
2020	7.446	7,76	9,31	13,96	3,88
2021	7.706	8,03	9,63	14,45	4,01
2022	7.976	8,31	9,97	14,96	4,15
2023	8.255	8,60	10,32	15,48	4,30
2024	8.544	8,90	10,68	16,02	4,45
2025	8.843	9,21	11,05	16,58	4,61
2026	9.153	9,53	11,44	17,16	4,77
2027	9.473	9,87	11,84	17,76	4,93
2028	9.805	10,21	12,26	18,38	5,11

2. CONCEPÇÃO DAS ALTERNATIVAS

2. CONCEPÇÃO DAS ALTERNATIVAS

No Relatório anterior foi mostrado que em Serra do Ramalho não há sistema público de coleta e tratamento de esgotos, assim como foi feita a previsão das contribuições de esgotos para a cidade até o ano 2028. No presente capítulo serão formuladas alternativas para o sistema como um todo, as quais serão cotejadas do ponto de vista financeiro, para que se possa indicar aquela mais viável. De um modo geral, um sistema de esgotamento sanitário é formado por unidades de coleta (redes, coletores-troncos, interceptores), unidades de transporte (estações elevatórias, emissários) e por unidades de tratamento. Embora as unidades acima citadas formem um conjunto coeso, seu estudo pode ser feito por partes. De fato, uma vez delimitadas as bacias de contribuição, a concepção das redes de cada uma delas depende quase que exclusivamente do traçado das ruas a serem atendidas e do relevo local, o que determina os seus pontos de reunião. Desta forma, em geral, a rede coletora de esgotos de uma bacia não admite mais de uma alternativa de traçado. Uma localidade com vários desses pontos de reunião necessita de unidades de transporte que recolha os esgotos ali concentrados e os encaminhe para o tratamento. A configuração desse sistema de transporte depende da posição relativa dos pontos de reunião e da localização das unidades de tratamento, no caso de haver mais de uma. Com isto, fica claro também que a concepção das unidades de coleta e de transporte de um sistema de esgotamento sanitário não depende do tipo de tratamento a ser empregado, mas, apenas da localização das estações.

A seguir serão descritas as concepções para cada uma dessas unidades, de acordo com o que foi dito acima. Primeiramente são apresentadas as alternativas referentes à rede coletora; em seguida, aquelas relativas ao sistema de transporte e ao tratamento, tanto em termos de localização quanto do tipo a ser adotado. A questão do corpo receptor será discutida em capítulo a parte.

2.1 DEFINIÇÃO DAS BACIAS DE CONTRIBUIÇÃO

Devido às características topográficas locais, o sistema dessa localidade deverá ser composto de uma rede coletora dividida em três bacias de esgotamento, o que implica três estações elevatórias, com os respectivos emissários de recalque e da unidade de tratamento. A divisão da rede coletora em módulos, correspondentes às bacias de esgotamento, permite que se construa o sistema em etapas distintas, em função da disponibilidade de recursos.

O comportamento hidráulico dos sistemas de coleta de esgotos sanitários segue os mesmos princípios básicos da drenagem pluvial, ou seja, devido às ondulações do terreno, em cada área considerada existe pelo menos um ponto para onde os escoamentos convergem naturalmente. Quando as áreas são mais extensas, cresce a probabilidade de que existam outros pontos de convergência. Da mesma forma que na drenagem pluvial, tais pontos definem sub-bacias que, sob certos aspectos, podem ser tratadas de modo independente, nos sistemas de esgotamento sanitário, esses pontos de reunião também definem subsistemas que, ao menos em termos de coleta, podem ser considerados como unidades independentes entre si, ou seja, como sub-bacias de esgotamento.

Deste modo, um sistema de coleta de esgotamento sanitário pode, em princípio, ser dividido em vários subsistemas menores; além de ser um procedimento que aproxima mais o modelo de representação do sistema de suas condições reais de funcionamento, permite

ainda planejar a implantação do sistema por etapas, uma vez que, por definição, cada uma das sub-bacias funciona como sistema de coleta isolado.

Na elaboração do projeto, as sub-bacias em cada um dos sistemas poderão ser delimitadas a partir dos seguintes critérios básicos:

- condicionantes naturais e físicos mais relevantes, tais como: divisores de águas, cursos d'água, vazios urbanos, avenidas, rodovias e ferrovias, etc.;
- profundidade máxima de coletores em torno de 6,0 metros, de acordo com as normas da ABNT.

Cada uma dessas sub-bacias deverá ter uma estrutura que transporte seus esgotos para a rede coletora de uma outra sub-bacia ou para algum interceptor que receba as vazões de várias delas para encaminhar à unidade de tratamento. Aqui foi considerado que a cidade contará com uma única estação de tratamento, em razão do porte do sistema, considerando os aspectos econômicos, operacionais e em função, também, da disponibilidade de áreas para implantação de estação de tratamento.

2.2 REDE COLETORA

Em qualquer planejamento urbano, devem ser respeitados os fundamentos dos sistemas de drenagem pluvial e de esgotamento sanitário, entre os quais destaca-se a preservação dos talwegues, que geralmente deveriam ser definidos como áreas *non aedificandi*, o que nem sempre é observado. Deste modo, às vezes, há necessidade de se desapropriarem algumas construções ou terrenos localizados nesses talwegues para que eles possam ser utilizados como caminhos para os coletores, interceptores e emissários, sempre que necessário para evitar estações elevatórias ou movimentos de terra adicionais muito volumosos. Com isto, a concepção da rede coletora será desenvolvida segundo os critérios gerais a seguir.

A área urbana da localidade de Serra do Ramalho, com aproximadamente 418 hectares, foi dividida em 3 bacias de esgotamento e como dito no Relatório 01, a ocupação da cidade se dá na área central e no seu entorno. A área central que corresponde 116 ha deve ter uma densidade de saturação de 60 hab/ha, o que significa uma população final de 6.960 habitantes, já em seu entorno imediato que corresponde a 143 ha, a população final seria de 14.300 habitantes. Deste modo, a parte da área urbana que vem sendo ocupada tem capacidade para absorver uma população total de 21.260 habitantes, na saturação. No entanto foram feitas estimativas do crescimento populacional de Serra do Ramalho por meio de dois modelos distintos: um deles a partir de equações de regressão linear, e o outro por meio do Modelo das Componentes Demográficas. A que foi considerada mais indicada para o estudo corresponde ao método geométrico de crescimento, onde através deste método, o valor estimado para a população final desta cidade, em 2028 foi de 9.805 habitantes. Este será, portanto, o valor aqui adotado como base. Para cada uma das bacias, foram calculadas a população e as vazões de projeto, como pode ser visto na **Tabela 2.1**.

Para cada bacia será projetada uma rede coletora do tipo convencional, simples, com recobrimento mínimo de 0,90 m, diâmetro nominal mínimo de 150 mm e poços de visita colocados em cada ponto de mudança de diâmetro, de declividade ou de direção do tubo; a distância entre os poços de visita deverá respeitar o alcance do equipamento de limpeza que será empregado na manutenção do sistema. As redes serão implantadas em tubos de PVC rígido da linha VINILFORT.

Tabela 2.1 – Contribuição por Bacia

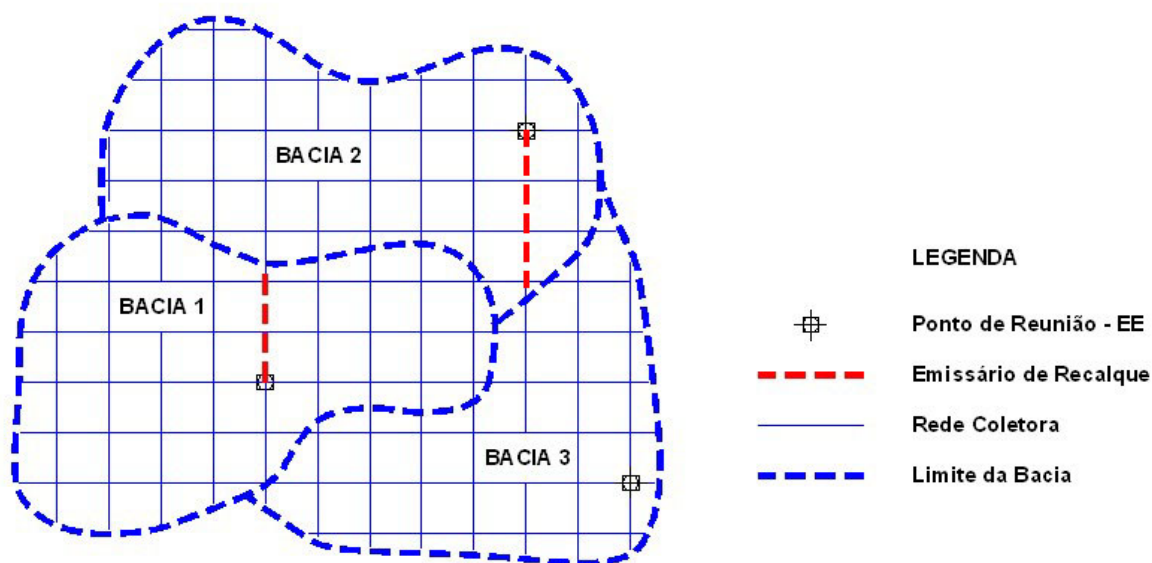
Bacia	Área (ha)	Densidades (hab/ha)		Populações (hab)		Vazão Média (l/s)		Infiltração Final (l/s)
		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	
1	185,70	9,28	19,54	1.724	3.628	1,44	3,02	5,18
2	12,16	12,17	24,18	148	294	0,12	0,25	0,42
3	220,14	13,87	26,72	3.055	5.883	2,55	4,90	8,40
Total	418,00	35,32	70,44	4.927	9.805	4,11	8,17	14,00

2.3 AS ESTRUTURAS DE TRANSPORTE (EMISSÁRIOS E ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS)

Com base na visita técnica à localidade de Serra do Ramalho e na análise da carta topográfica da Sudene que contém a referida cidade, foi possível, de modo aproximado, demarcar o limite da ocupação urbana, bem como definir suas bacias de coleta. Como foi dito acima, esta localidade tem quatro bacias de esgotamento, das quais a bacia 4 e uma parte da bacia 3 que juntas correspondem a uma área de 159 ha pertencentes a uma área a ser implantada em 2ª etapa.

Na determinação das vazões de dimensionamento das diversas unidades do sistema de transporte, são considerados os critérios mostrados de forma esquemática na **Figura 2.1**.

Figura 2.1 – Esquema de Interligação de Bacias



Neste caso hipotético, foi admitido que o escoamento inicia na sub-bacia-1, passa pela sub-bacia-2 e vai, juntamente com os esgotos desta última, para a sub-bacia-3 (final), cujo ponto de reunião pode conter outra elevatória ou uma unidade de tratamento. Assim, para o sistema de recalque da sub-bacia-1, será adotada uma vazão correspondente ao dobro da média diária (mais a infiltração); para o coletor-tronco da sub-bacia-2, a vazão será igual à de recalque da sub-bacia-1, mais a metade da máxima horária dela própria; seu sistema de recalque será dimensionado para o dobro das vazões médias das duas sub-bacias; esta vazão será somada à metade da máxima horária da sub-bacia-3, para o dimensionamento de seu coletor-tronco, e

assim sucessivamente. Há casos em que o transporte entre as sub-bacias pode se dar por gravidade, em função das cotas do terreno. Os diâmetros de recalque serão dimensionados pelo método do diâmetro econômico.

Em termos de concepção do sistema, no exemplo acima, podem ser estudadas algumas situações como: a SB-1 e a SB-2 podem recalcar diretamente para a SB-3; a SB-1 pode recalcar para a SB-2 e esta para a SB-3, como na figura acima; ou a SB-3 recalcar para a SB-2 e esta para a SB-3. Existem casos, no entanto, em que o posicionamento das sub-bacias conduz a uma alternativa única. O estudo completo será feito no Capítulo seguinte, com base em princípios e conceitos utilizados na pesquisa operacional.

Para todos os emissários, foram considerados nos cálculos tubos de PVC, com diâmetros a partir de 100 mm. Para os emissários com pequenas vazões, os diâmetros adotados serão aqueles compatíveis com os limites mínimos de velocidade.

As soluções para as bacias são descritas adiante, indicando as alternativas possíveis, no caso de haver mais de uma, e considerando-se aqui estritamente os resultados obtidos nos dimensionamentos. Em seguida são apontadas as configurações mais vantajosas do ponto de vista do custo, porém considerando, além do aspecto puramente financeiro, questões relacionadas ao funcionamento e operação do sistema, das quais resultam restrições em termos de diâmetros mínimos.

2.4 SISTEMA DE TRATAMENTO

A Sede Municipal de Serra do Ramalho se desenvolve na margem esquerda do Rio São Francisco, que é seu principal elemento de drenagem natural. A topografia do terreno ao longo da margem desse rio é plana, o que favorece a implantação de unidades de tratamento cujo tipo será definido mais adiante.

Para a estação de tratamento desta localidade, foi escolhida uma área localizada a cerca de 4,7 quilômetros da zona urbana. Nela pode ser implantada uma ETE de qualquer tipo a ser estudado a seguir, com capacidade para tratar todo o esgoto da cidade, com a população correspondente à do ano 2028. Aqui se prevê o tratamento de toda a cidade em uma única ETE. As características físicas do sistema, muito concentrado, e o porte da vazão a ser tratada tornam antieconômica a descentralização dessa unidade, tanto em termos de implantação como de operação; isso implicaria a construção de ETEs muito próximas entre si.

Em termos genéricos, o objetivo principal de um sistema de esgotamento sanitário é garantir o afastamento dos resíduos líquidos decorrentes da atividade humana, assim como de seu metabolismo, sem provocar agressões ao meio ambiente, de um modo geral, nem a sua degradação, principalmente no que se refere aos corpos d'água da região, tanto os de superfície quanto os subterrâneos. Com isto procura-se assegurar, entre outros benefícios, um ambiente salubre, com a conseqüente melhoria da qualidade de vida das pessoas, e a redução das doenças de veiculação hídrica. Isto se deve ao fato do destino final dos efluentes urbanos ser o seu encaminhamento a um corpo d'água. Tais lançamentos, se não forem devidamente tratados, podem trazer vários inconvenientes, como, por exemplo, o desprendimento de maus odores, o sabor estranho na água que for captada desse corpo d'água, mortandade de peixes, etc. Além disto, a saúde pública pode ser ameaçada pelas águas de abastecimento, dos balneários e dos gêneros alimentícios. É possível até que as águas de um rio se

tornem impróprias para uso agrícola ou industrial. A finalidade principal de um sistema de tratamento dos despejos é, portanto, manter os corpos d'água livres de inconvenientes desse gênero.

O afastamento dos resíduos líquidos da área onde eles são gerados é feito por meio de unidades de coleta e de transporte dos esgotos, tais como redes coletoras, interceptores, emissários e estações elevatórias, enquanto que a proteção do meio físico, na quase totalidade dos casos, somente pode ser garantida através de unidades de tratamento e de disposição final, adequadas a cada situação. Neste capítulo, são discutidos alguns aspectos referentes a essas unidades, para que se possa fazer a escolha mais indicada a este sistema.

Aqui, é importante observar que, embora existam opções tecnológicas bastante diversificadas para tratamento de esgoto, que podem propiciar, em termos teóricos pelo menos, qualquer grau de depuração que se deseje, há fatores limitantes de várias naturezas que dificultam tal escolha. Isto é mais evidente quando se deseja um efluente de melhor qualidade. Dentre estes fatores, podem ser citados os seguintes:

- **Área:** nas maiores cidades os terrenos desocupados estão cada vez mais escassos e caros, o que desestimula o uso de processos que exigem áreas extensas, tais como sistemas de lagoas de estabilização (facultativas seguidas de maturação). É importante ressaltar que este processo tem uma alta eficiência e seu custo operacional é quase nulo. Porém, a despeito dessas vantagens, seu uso chega a ser praticamente proibido em áreas com urbanização já consolidada e em locais onde o custo do terreno venha a ser muito elevado. Um outro fator que torna essa opção inviável é a disponibilidade de áreas com baixa capacidade de suporte, como, por exemplo, terrenos de mangue e com solo turfoso. Para se ter uma idéia do porte necessário para a área, esta pode atingir até 6,00 m² de lagoa por habitante;
- **Custo:** em muitos casos, para adaptar as unidades de tratamento às disponibilidades de área, quando esta é exígua ou muito distante da rede coletora, torna-se necessário o uso de unidades mais sofisticadas que demandam equipamentos eletromecânicos, geralmente caros, o que eleva o custo final da unidade, tanto em termos de implantação, quanto de operação e de manutenção;
- **Operação:** quanto maior o grau de sofisticação de uma unidade de tratamento, maior a qualificação técnica requerida para a equipe de operação, o que significa maior dificuldade de se formarem boas equipes e maiores salários a serem pagos a seus integrantes.

Na análise das opções que poderão ser aqui adotadas, será dada preferência às que correspondem a processos mais conhecidos, principalmente por ter seus equipamentos mais fáceis de serem adquiridos e operados. Dentre estes podem ser destacados os seguintes: sistemas de lagoas de estabilização, sistema de lodos ativados, sistema de filtros biológicos e sistema anaeróbio. O sistema de lagoas de estabilização, na realidade, somente será utilizado aqui como referência para os demais, uma vez que, para ele, já existe projeto elaborado. Como será visto mais adiante, alguns desses processos podem ser combinados para aumentar a eficiência do tratamento.

A eficiência a ser adotada nos tratamentos, ou seja, os padrões a serem adotados nos lançamentos, são aqueles citados no Capítulo anterior. Como informação apenas, é

interessante citar que, no Brasil, tais padrões são definidos por força da legislação ambiental, em função dos usos previstos para as águas onde se farão esses lançamentos. Nesse sentido, o Governo Federal, através do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA publicou uma Resolução, a de nº 20, de 18/06/86, que estabelece uma classificação para as águas doces, salinas e salobras em todo o território nacional, sendo quatro classes para as águas doces, duas para as salinas e mais duas para as salobras; a cada uma dessas classes corresponde uma determinada qualidade a ser mantida no corpo d'água, expressa em termos de padrões. Quanto mais baixa a classe do curso d'água, melhor a sua qualidade. Além desses padrões relativos aos corpos receptores, a mesma resolução estabelece também os padrões de qualidade dos lançamentos de efluentes nesses corpos receptores. É evidente que esses dois padrões estão inter-relacionados, pois o real objetivo dos dois é a preservação da qualidade da água.

Para os lançamentos de efluentes, a Resolução do CONAMA estabelece que os mesmos devam obedecer a uma série de condições relativas às suas características físico-químicas e que tais efluentes não deverão conferir ao corpo receptor características em desacordo com seu enquadramento. Além disto, quando o curso d'água considerado não tiver ainda sido classificado pelo órgão competente, será considerado da classe 2, no caso de águas doces. Em outras palavras, isto significa que, no caso de estações de tratamento, seus efluentes, por segurança, deverão apresentar o mesmo padrão da classe considerada. No caso da classe 2, por exemplo, exigem-se uma concentração de coliformes inferior a 1.000 CF/100 ml e uma carga orgânica inferior a 5,00 mgDBO₅/l.

É importante observar que este procedimento, via de regra, conduz ao superdimensionamento das unidades de tratamento dos sistemas, pois não leva em conta o poder de autodepuração de quase todos os corpos receptores perenes. Isto pode ser feito através do estudo do comportamento desses cursos d'água sob a influência dos lançamentos, quando é possível determinar as zonas de segurança, dentro das quais a água apresenta padrões de qualidade compatíveis com seu enquadramento. Também é possível num tal estudo definir as zonas críticas de poluição, nas quais deverão ser tomadas medidas para melhorar a qualidade da água, ou para coibir seu uso. Tais impactos podem ser avaliados de forma abrangente com modelos matemáticos de simulação de qualidade da água. Há vários tipos de modelos disponíveis, com vários níveis de precisão de análise, desde aqueles que são empregados apenas como uma primeira aproximação da realidade, até os que são suficientemente completos para representar uma situação real com pequena margem de erro. Dentre os mais simples, destaca-se o modelo de Streeter-Phelps, que é utilizado desde 1925 e serviu de base para os modelos mais sofisticados que o sucederam; atualmente já são utilizados modelos baseados em equações de transporte tridimensionais. O uso de uma ferramenta dessas permite definir melhor o padrão de lançamento de efluentes em corpos receptores, em função de suas características, considerando seu poder de autodepuração, o que pode tornar as unidades de tratamento mais econômicas.

No caso de não haver curso d'água perene na região do projeto, há várias opções de destinação para os efluentes das estações. Dentre essas, as mais indicadas parecem ser seu lançamento diretamente nos talvegues intermitentes ou seu uso na irrigação, o que vem sendo reconhecido como uma forma econômica e muito produtiva de

destinação final de esgotos. Tal prática vem ocorrendo desde a Grécia antiga e passou a ser mais disseminada após a Segunda Guerra Mundial, não só pela situação de pós-guerra, como também devido aos avanços tecnológicos que possibilitaram um maior conhecimento sobre o assunto, tanto com relação aos esgotos, quanto no que diz respeito às técnicas agrícolas.

Para as regiões semi-áridas, essa opção pode ser bastante conveniente, pois, do ponto de vista hídrico garante disponibilidade de água para irrigação ao longo de todo o ano, desde que o sistema de abastecimento da cidade funcione regularmente. Além disto, é consenso entre alguns autores que os teores de macro e de micro-nutrientes presentes nos esgotos são satisfatórios para a maioria das culturas. Daí porque a aplicação de efluentes de estações de tratamento de águas residuárias na irrigação pode reduzir ou até eliminar a necessidade de fertilizantes comerciais. Também, a matéria orgânica contida nos esgotos aumenta a capacidade de retenção de água do solo.

Do ponto de vista sanitário, essa solução, se bem implementada, não traz riscos para as populações. Com efeito, em 1989, a Organização Mundial de Saúde – OMS, juntamente com outras instituições internacionais, publicou uma série de diretrizes para o uso de esgotos na agricultura, onde se mostra que o emprego de lagoas de estabilização com tempos de detenção hidráulica de 8 a 10 dias pode ser considerado o tratamento mais viável para a eliminação de patógenos dos esgotos. O decaimento gradual dos microrganismos se dá de forma natural sobre os solos, o que representa um fator adicional de segurança para reduzir os riscos potenciais para a saúde. A **Tabela 2.2**, citada em *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios* de C. A. L. Chernicharo (Coord.) mostra uma recomendação da OMS para a qualidade microbiológica de efluentes de estações de tratamento que podem ser utilizados para irrigação de três grupos de cultivo.

Tabela 2.2 – Recomendações da Organização Mundial da Saúde para a Qualidade Microbiológica de Efluentes de Estações de Tratamento

Categoria	Condições de Uso	Grupo Exposto	Nematóides Intestinais ⁽¹⁾ (ovos/l) ⁽²⁾	Coliformes Fecais (CF/100 ml)	Tratamento Requerido
A	Trabalhadores, consumidores e público em geral	Trabalhadores, consumidores e público em geral	≤ 1	≤ 1.000	Série de lagoas de estabilização, ou tratamento equivalente
B	Culturas industriais, de cereais e forrageiras, prados e árvores ⁽³⁾	Trabalhadores	≤ 1	Não se recomenda nenhuma norma	Lagoas de estabilização por 8 ou 10 dias, ou tratamento equivalente
C	Categoria B, sem os trabalhadores e o público estarem expostos	Nenhum	Não se aplica	Não se aplica	Sedimentação primária

(1) - Espécies: *Ascaris*, *Trichuris* e *Ancilostomas*. Calculado como média aritmética do número de ovos/l.

(2) - Durante o período de irrigação.

(3) - Calculado como média geométrica do número de CF/100 ml.

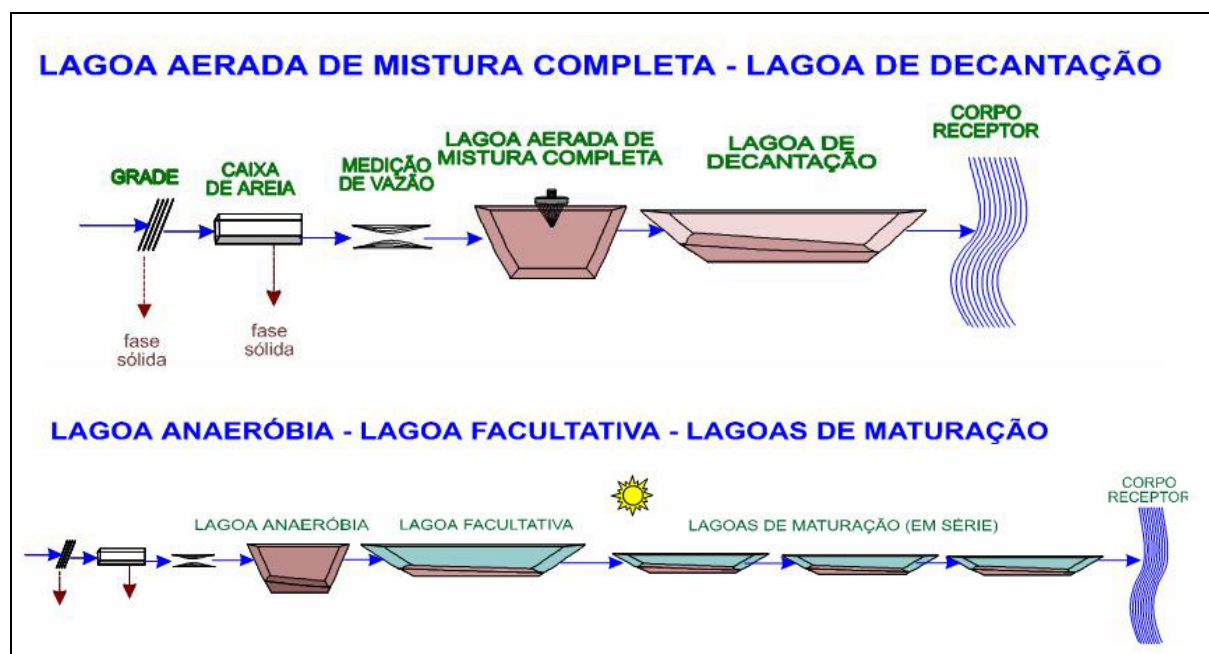
A seguir é feita uma breve descrição dos processos de tratamento que poderão ser utilizados neste sistema, assim como dos critérios de escolha que serão utilizados para definir o processo que será adotado. É importante ressaltar que, nesta etapa dos trabalhos, a ênfase maior foi dada às operações principais de cada processo, pois as operações consideradas auxiliares, como pré-tratamento (gradeamento, desarenação, etc.) e pós-tratamento (desinfecção, tratamento do lodo, etc.), são praticamente

comuns a todos eles. Na realidade, no sistema de lagoas de estabilização não há unidade de processamento de lodo; este fato, porém, não foi considerado relevante para a análise deste sistema. Na fase de projeto da alternativa que for escolhida, essas unidades serão devidamente dimensionadas e detalhadas.

2.5 LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO

De um modo geral, a estabilização da matéria orgânica numa unidade dessas se dá por bactérias dispersas no meio líquido. Nas lagoas facultativas essas bactérias são aeróbias e o oxigênio requerido por elas é fornecido pelas algas, através da fotossíntese. Em alguns casos, utilizam-se aeradores eletromecânicos para fornecer esse oxigênio necessário. No caso de lagoas anaeróbias, as bactérias deste tipo é que promovem a estabilização da matéria orgânica e não há necessidade de fornecimento de oxigênio ao sistema. Em qualquer dos casos, com apenas uma lagoa não se consegue uma eficiência satisfatória do tratamento, a menos que sejam utilizados tempos de detenção hidráulica bastante elevados, o que tornaria seu uso inviável. Deste modo, normalmente fazem-se associações de lagoas para se conseguir a eficiência desejada. Dessas associações, as mais comuns são: lagoas facultativas seguidas de lagoas de maturação, lagoas anaeróbias seguidas de lagoas facultativas e lagoas aeradas com lagoas de decantação. O projeto existente prevê a utilização de lagoas anaeróbias, seguidas de facultativas e estas seguidas de lagoas de maturação. A **Figura 2.2** mostra, esquematicamente, alguns arranjos típicos de sistemas de lagoas de estabilização

Figura 2.2 – Arranjos Típicos de Sistemas de Lagoas de Estabilização



Fonte: von Sperling, Marcos – Opções tecnológicas para tratamento de esgotos. Seminário "Desafios para tratamento de esgoto sanitário em Minas Gerais". Belo Horizonte, MG – 2002.

Em termos comparativos, de acordo com a literatura técnica especializada, têm-se os seguintes valores médios característicos para esses três sistemas estão apresentados na **Tabela 2.3**.

Tabela 2.3 – Características Típicas das Lagoas de Estabilização

Sistema de Tratamento	Área Necessária (m ² /hab)	Potência (W/hab)
Lagoas Facultativa/Maturação	6,00	0,00
Lagoas Anaeróbia/Facultativa/Maturação	4,55	0,00
Lagoas Aerada/de Decantação	0,40	2,20

Normalmente os custos de implantação para os dois primeiros tipos são bastante próximos, o que se justifica porque as lagoas anaeróbias, apesar de necessitarem de áreas menores, têm profundidades bem maiores, o que implica maiores gastos com movimentos de terra. No caso das lagoas aeradas, o custo dos equipamentos compensa a menor demanda por área. Este sistema, no entanto, exige a presença constante de um operador no local, o que deverá ser considerado nos custos. Neste estudo serão admitidos três turnos diários de 8,00 horas.

Em função das necessidades do corpo receptor do efluente da lagoa, pode haver necessidade de pós-tratamento, para remover os sólidos em suspensão (algas), cuja incidência chega a ser elevada nesses efluentes. De acordo com alguns autores, esse pós-tratamento é mais aplicável a sistemas existentes, pois, em novos projetos, se houver necessidade de um efluente de altíssima qualidade em termos de CBO/CQO e de nutrientes, devem ser empregados outros sistemas no lugar da combinação de lagoas com pós-tratamento. De todo o modo, deve ficar claro que os sistemas de lagoas de estabilização atendem aos padrões de lançamento normalmente exigidos por normas.

As grandezas aqui consideradas para os requisitos de implantação e operação de todos os sistemas abordados foram baseadas em: *Critérios e Dados para uma Seleção Preliminar de Sistemas de Tratamento de Esgotos* de Marcos von Sperling, publicado na Revista BIO da ABES e em Pós-tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios, publicado pelo PROSAB-2.

Considerando-se os valores apresentados acima e os custos de energia elétrica, abaixo relacionados, fornecidos pela operadora local, é possível fazer a comparação entre os custos de implantação e operação dos sistemas descritos, para compará-lo aos dos outros. Na estimativa desses custos, admitiu-se uma população estabelecida anteriormente, um período de operação de 30 anos e uma taxa anual de juros de 12%. Os custos operacionais compreendem apenas os referentes à energia elétrica, uma vez que as despesas com pessoal praticamente não mudam com a alternativa considerada.

2.6 LODOS ATIVADOS

Este sistema é utilizado em nível mundial para o tratamento de águas residuárias domésticas e industriais, principalmente nos casos onde se exige uma elevada qualidade do efluente final e onde a disponibilidade de área é reduzida. Por outro lado, ele demanda um grau de mecanização superior ao de outros, o que aumenta a sofisticação e a dificuldade de sua operação. Consiste, em linhas gerais, de um processo biológico onde o esgoto afluente é misturado ao lodo ativado, para, em seguida ser agitado e aerado, para a estabilização da matéria orgânica. As unidades onde essas operações são efetuadas

são denominadas de câmaras de aeração ou reatores. Daí, o esgoto é conduzido a uma unidade de decantação (decantador secundário), onde é feita a separação das fases líquida e sólida (lodos) que são tratadas de maneira diferente. Parte da fase sólida é encaminhada de volta ao reator (recirculação), o que assegura uma elevada concentração de bactérias no seu interior. Com isto garante-se uma acentuada remoção da DBO. A porção do lodo que não recircula é removida e necessita de uma estabilização que é feita, normalmente, em unidades de biodigestão.

Existem algumas variantes desse processo, as quais podem ser divididas de acordo com os seguintes critérios principais:

- **Quanto à idade do lodo:**
 - Sistema convencional;
 - Aeração prolongada.
- **Quanto ao fluxo:**
 - Contínuo;
 - Intermitente.
- **Quanto ao afluente à etapa biológica do processo:**
 - Esgoto bruto;
 - Efluente de decantador primário;
 - Efluente de reator anaeróbio;
 - Efluente de outro processo de tratamento de esgotos.

O fornecimento de ar ao esgoto no reator pode ser feito de várias maneiras: ar difuso, aeração mecânica, etc., o que caracteriza diversas outras variantes do mesmo processo. Em qualquer dessas variantes, a montante do reator é colocada uma unidade de decantação primária para remover os sólidos sedimentares do esgoto bruto.

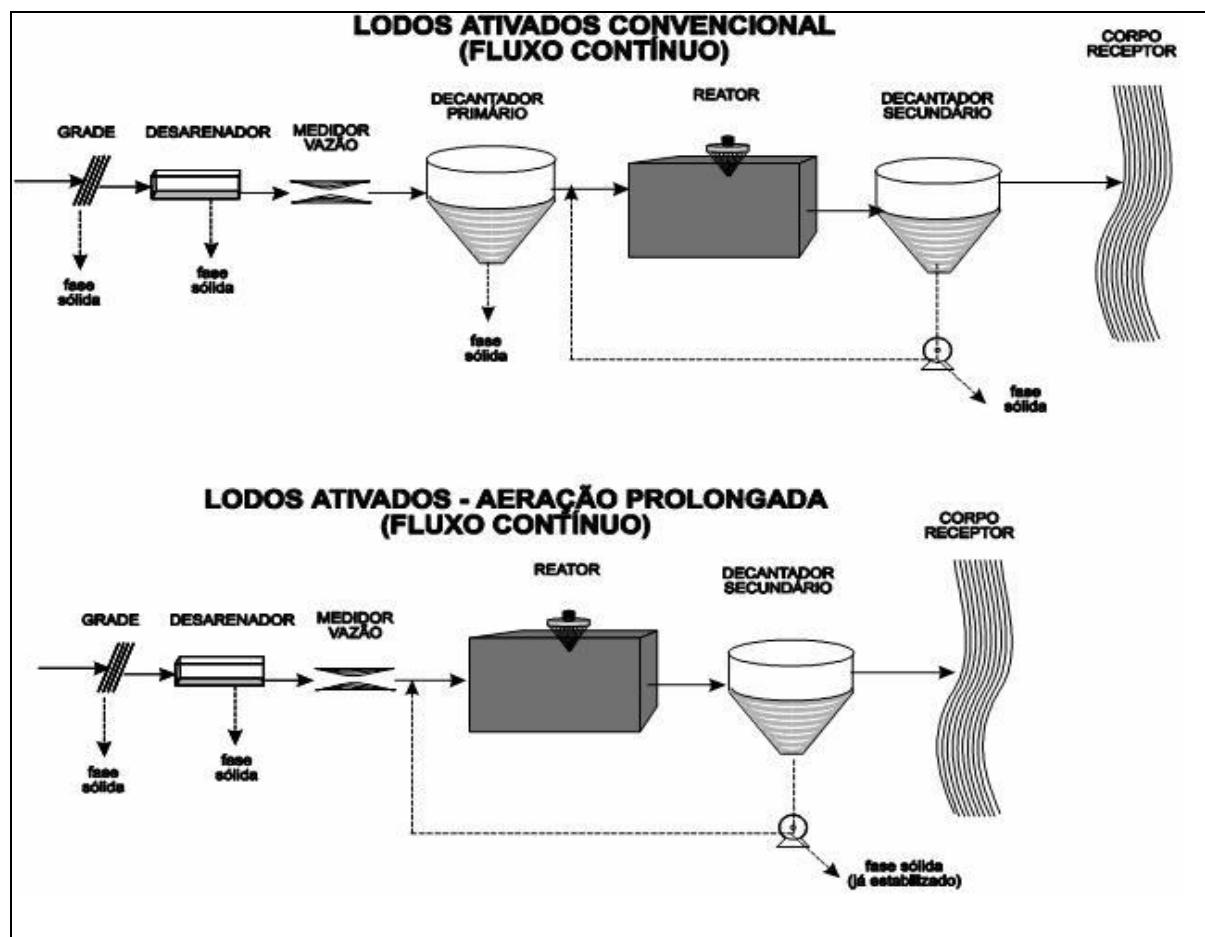
As descrições de cada um desse processo podem ser obtidas na literatura técnica especializada e não serão aqui apresentadas em detalhes. No entanto, é importante destacar alguns tópicos característicos de alguns deles.

No sistema convencional é necessário que se proceda a um tratamento primário dos esgotos, geralmente por meio de um decantador primário. Isto é feito com o propósito de se economizar energia de aeração e de reduzir o volume do reator aeróbio. Nesse sistema, a idade do lodo geralmente varia de 4 a 10 dias, com um tempo de detenção hidráulica no reator da ordem de 6 a 8 horas. Com essa idade do lodo, a biomassa retirada no lodo excedente ainda necessita de estabilização em digestores (primários e secundários), por conter ainda um alto teor de matéria orgânica armazenada em suas células.

Na aeração prolongada, a idade do lodo é maior, da ordem de 18 a 30 dias, assim como o tempo de detenção hidráulica, que varia de 16 a 24 horas. Em consequência, o volume do tanque de aeração é maior do que no sistema convencional. Além disto, essas mudanças causam alterações no próprio desenvolvimento do processo de estabilização da matéria orgânica no interior do reator, de modo que a estabilização da

biomassa se dá no interior do tanque de aeração, o que elimina a necessidade de digestores. Para evitar a geração de alguma forma de lodo que requeira estabilização biológica, os sistemas de lodos ativados por aeração prolongada geralmente prescindem do decantador primário; e também não há digestores, o que significa uma grande simplificação no processo como um todo. Isto, no entanto, implica um maior gasto com energia para aeração, uma vez que a estabilização do lodo se dá no interior do tanque (Figura 2.3).

Figura 2.3 – Arranjos Típicos de Sistemas de Lodos Ativados



Fonte: von Sperling, Marcos – Opções tecnológicas para tratamento de esgotos. Seminário "Desafios para tratamento de esgoto sanitário em Minas Gerais". Belo Horizonte, MG – 2002.

Em termos gerais, a eficiência deste processo pode variar de 85 a 98%, no que diz respeito aos coliformes, o que é uma eficiência muito baixa, pelo que, normalmente, há necessidade de cloração, dependendo do corpo receptor.

O processo que considera o reator anaeróbico como etapa primária de tratamento será abordado mais adiante.

Em termos de requisitos para implantação e operação, podem ser consideradas as seguintes faixas de valores médios:

- Área necessária: de 0,20 a 0,35 m²/hab;
- Potência instalada: de 1,50 a 4,00 W/hab;
- Quantidade de lodo a ser tratado por ano: de 0,70 a 1,20 m³/hab.

Com estes valores, podem ser avaliados os custos de operação e de manutenção deste sistema para compará-lo a outros, o que é feito no final deste capítulo.

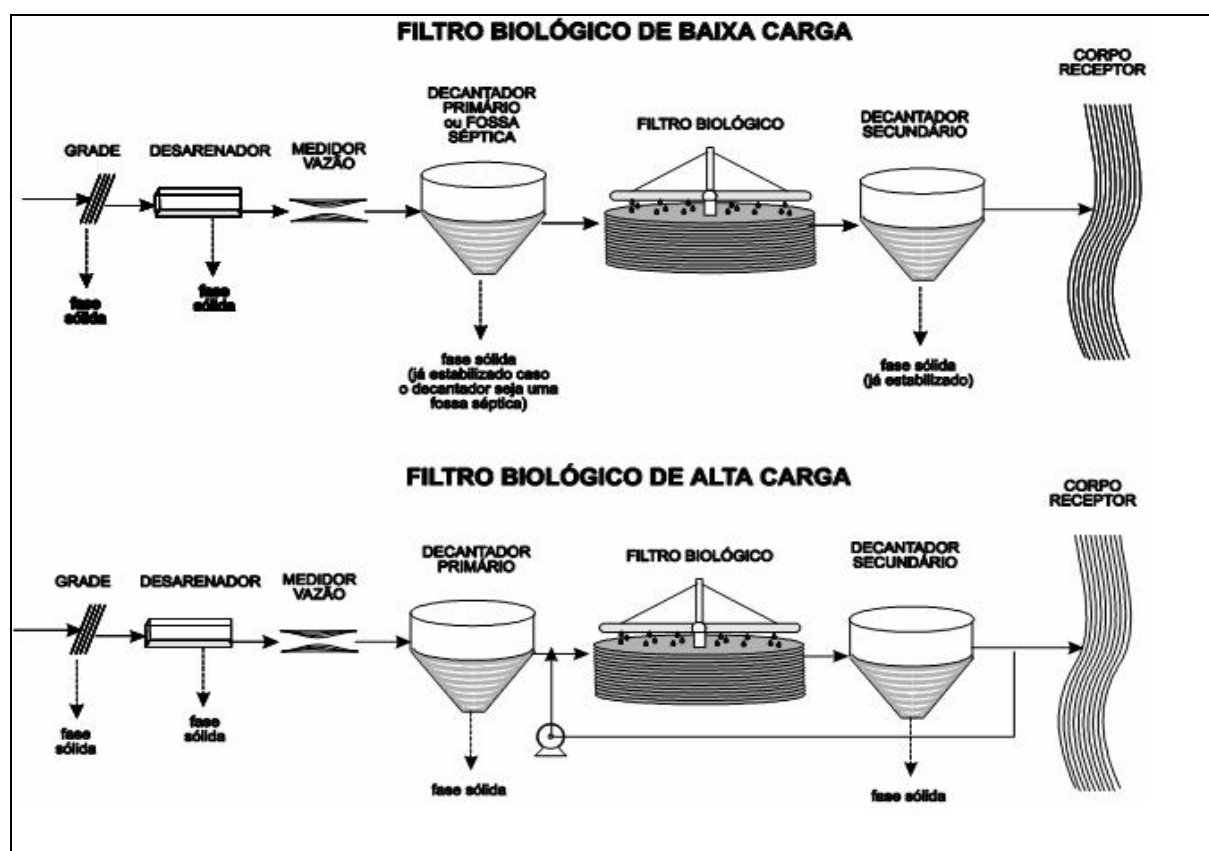
O processo de fluxo descontínuo não será aqui abordado, pois, na prática, é pouco utilizado.

2.7 FILTROS BIOLÓGICOS

Um filtro biológico é um leito de material grosseiro (pedras, plástico, madeira, etc.), de alta permeabilidade, geralmente no interior de um tanque, sobre o qual os esgotos são espalhados uniformemente sob a forma de gotas ou jatos. Após essa aplicação o esgoto percola em direção aos drenos, no fundo do tanque. O contato contínuo dos esgotos com o leito propicia o crescimento bacteriano na superfície do material de enchimento, sob a forma de uma película gelatinosa fixa (zoogléia). Deste modo, embora o líquido escoe rapidamente pelo meio suporte, a matéria orgânica é adsorvida por essa película e fica retida por um tempo suficiente para sua estabilização.

Este sistema constitui-se, pois, de um processo aeróbio, uma vez que o ar pode circular nos espaços vazios entre as pedras, fornecendo o oxigênio necessário à respiração dos microrganismos que participam da estabilização da matéria orgânica dos esgotos. Normalmente, esse ar provém diretamente da atmosfera, não havendo necessidade de fornecimento artificial do mesmo, como no processo anterior (**Figura 2.4**).

Figura 2.4 – Arranjos Típicos de Sistemas de Filtros Biológicos



Fonte: von Sperling, Marcos – Opções tecnológicas para tratamento de esgotos. Seminário "Desafios para tratamento de esgoto sanitário em Minas Gerais". Belo Horizonte, MG – 2002.

Dependendo da carga de CBO_5 aplicada por unidade de volume do leito, os filtros podem ser classificados como de baixa ou de alta carga. No primeiro caso, a necessidade de área é maior, porém a eficiência na redução da matéria orgânica também é maior. Além disto, nos filtros de alta taxa, o lodo não se estabiliza no seu interior, sobrecarregando o decantador secundário, e há necessidade de se promover a recirculação do efluente líquido.

Uma outra diferença entre essas duas variantes é com respeito ao lodo do decantador secundário. Com efeito, enquanto no primeiro caso esse lodo é estabilizado no próprio decantador, no outro, há necessidade de uma unidade a mais para remover tal estabilização, a exemplo do processo anterior. Normalmente são empregados biodigestores para esta finalidade. Este sistema, em ambas as variantes, necessita de decantação primária.

O processo que considera o reator anaeróbio como etapa primária de tratamento será abordado mais adiante.

A eficiência deste processo chega a ser ligeiramente superior à do anterior em termos de matéria ascendente das características do corpo receptor, pode haver necessidade de cloração do efluente final. Em termos de requisitos para implantação e operação, podem ser consideradas as seguintes faixas de valores médios:

- Área necessária: de 0,30 a 0,70 m^2/hab ;
- Potência instalada: de 0,20 a 1,00 W/hab ;
- Quantidade de lodo a ser tratado por ano: de 1,10 a 1,50 m^3/hab .

Esses valores serão utilizados na comparação a outros processos, o que será feito adiante.

2.8 SISTEMA ANAERÓBIO

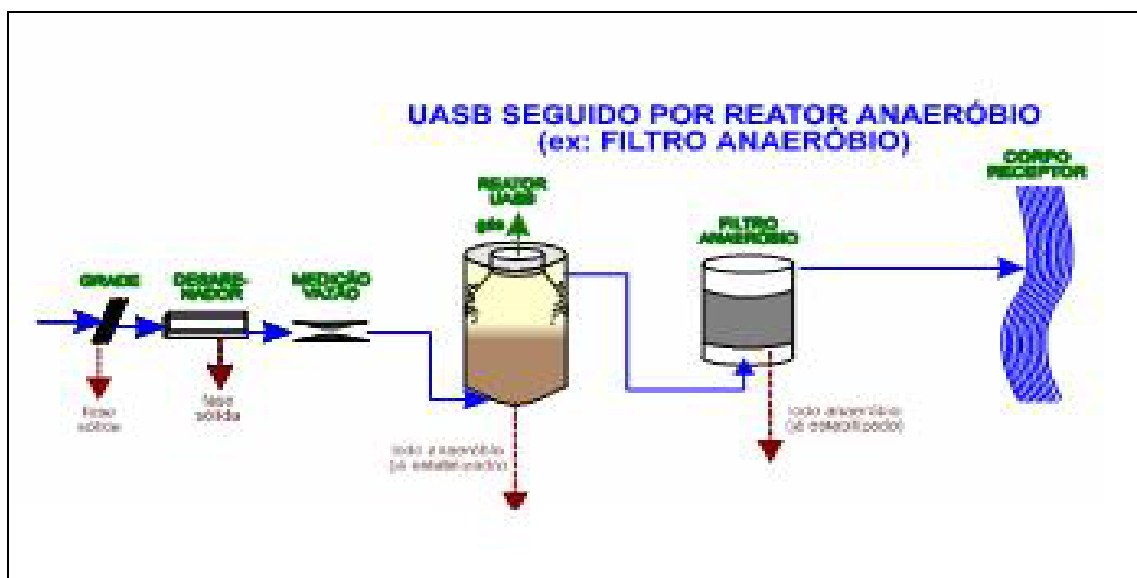
Este sistema vem sendo utilizado atualmente em duas variantes básicas: fossa séptica seguida de filtro anaeróbio de fluxo ascendente e reator anaeróbio também de fluxo ascendente, denominado de reator UASB, conservando a origem inglesa do nome.

A primeira variante tem sido bastante utilizada no Brasil, em comunidades de pequeno porte e em áreas rurais. Neste caso, a fossa séptica remove a maior parte dos sólidos em suspensão dos esgotos, funcionando como decantador-digestor. Assim, esses sólidos sedimentares são digeridos anaerobicamente no próprio tanque. Daí, a matéria orgânica remanescente afluí ao filtro biológico, onde ocorre sua remoção (parcial), também em condições anaeróbias. Da mesma forma que nos filtros biológicos percoladores, neste também a biomassa cresce aderida a um meio suporte.

O filtro anaeróbio é preenchido com os mesmos materiais dos filtros biológicos comuns, porém seu funcionamento é diferente dos daqueles, uma vez que seu fluxo é ascendente, o filtro trabalha afogado e a unidade é fechada. A eficiência deste sistema chega a ser inferior a dos dois descritos anteriormente. Neste sistema, a produção de lodo é baixa e o mesmo já sai estabilizado, podendo ser levado diretamente para um leito de secagem, ou para outra destinação adequada.

No caso do UASB, a matéria orgânica é estabilizada por meio de bactérias dispersas no próprio reator. O fluxo do líquido é ascendente e sua parte superior é dividida em uma zona de coleta dos gases formados devido à atividade anaeróbia (principalmente metano e gás carbônico) e outra de sedimentação. Esta permite a saída do efluente clarificado e o retorno dos sólidos ao sistema, aumentando sua concentração no reator (**Figura 2.5**).

Figura 2.5 – UASB Seguido por Reator Anaeróbio



Fonte: von Sperling, Marcos – Opções tecnológicas para tratamento de esgotos. Seminário "Desafios para tratamento de esgoto sanitário em Minas Gerais". Belo Horizonte, MG – 2002.

Nesses sistemas anaeróbios a produção de lodo é baixa e, além disto, o mesmo já sai estabilizado, podendo ser encaminhado diretamente para um leito de secagem comum. Pelas suas características, dispensa decantação primária. Entretanto, por ser um sistema anaeróbio, existe sempre o risco de produção de maus odores, o que pode ser reduzido por meio de procedimentos operacionais e de projetos.

Em termos de requisitos para implantação e operação, podem ser consideradas as seguintes faixas de valores médios:

- Área necessária: de 0,05 a 0,40 m²/hab;
- Potência instalada: —
- Quantidade de lodo a ser tratado por ano: de 0,07 a 0,10 m³/hab;

Em resumo, as principais vantagens decorrentes do emprego dos reatores UASB, como primeira etapa do tratamento de esgotos domésticos, são as seguintes:

- Ausência de equipamentos mecânicos para a degradação do esgoto no reator UASB;
- Simplicidade operacional, quando o reator é bem projetado e instalado;
- Custo operacional, de energia e de manutenção menores;
- Remoção de cerca de 70% da matéria orgânica original do esgoto, restando, portanto, apenas 30% para a fase de polimento;
- Menor formação de lodo, o qual já se encontra adensado e estabilizado, eliminando a necessidade de adensamento mecânico e digestão posterior do lodo, e reduzindo equipamentos e energia para a desidratação dos lodos;

- Possibilidade de estabilização dos lodos gerados no processo de pós-tratamento nos próprios reatores UASB, sem necessidade de adensamento e estabilização separada do lodo secundário.

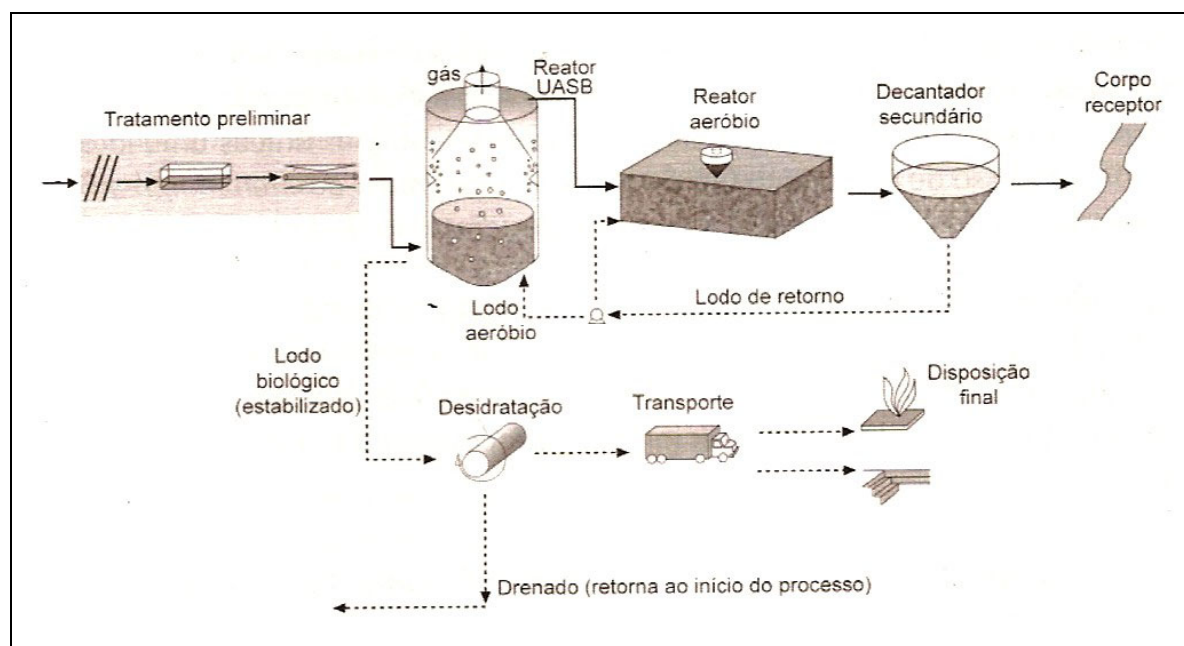
Freqüentemente, constata-se que a alternativa de menor custo total é o sistema anaeróbio simples. No entanto, devido a sua baixa eficiência, não é recomendável seu emprego como sistema único, ainda mais em áreas com as características e o porte das que aqui se estuda e, principalmente, porque, sozinho, não atinge os índices estabelecidos pelo CONAMA. Quando isto ocorre, geralmente, são analisadas variantes do uso desse sistema anaeróbio, as quais são bastante utilizadas em projetos similares a este como, por exemplo: reator anaeróbio (UASB) seguido de filtro biológico, tanque de lodos ativados ou de lagoa (aerada ou de maturação facultativa). Tais unidades de tratamento vêm sendo utilizadas atualmente como tratamento primário, substituindo, com vantagens, os decantadores primários nas estações mais completas, inclusive com menores custos de implantação. Com isto tem-se uma maior eficiência do tratamento com diminuição de custos, uma vez que apenas um reator UASB ou uma fossa simples tem seu custo inferior ao de um decantador primário, segundo von Sperling (1995).

No caso do reator UASB seguido de filtro biológico, seu funcionamento pode ser comparado ao do sistema de filtros biológicos descrito acima, porém com uma maior eficiência em termos de redução da carga orgânica. Além do mais, essa configuração elimina a necessidade de recirculação, uma vez que o CBO_5 efluente do reator é da ordem de 100 mg/l e o lodo gerado no processo é estabilizado em seu interior. Apenas o lodo do decantador secundário, que representa menos de 1% da vazão média diária, é que retorna para a entrada do UASB para completar seu processo de estabilização, de onde é retirado para desaguamento. Deste modo, a configuração deste sistema passa a ser semelhante à do sistema de filtros biológicos de alta carga, conforme mostrado no esquema acima, com um reator UASB no lugar do decantador primário.

Da mesma forma, no sistema de lodos ativados, a substituição do decantador primário por um reator UASB, aumentará a sua eficiência, e diminuirá o custo total estimado. De acordo com dados do PROSAB, porém, o custo de implantação para este tipo de tratamento é sempre superior ao dos filtros biológicos e, ainda mais, demanda um gasto considerável de energia elétrica para a aeração (cerca de 15 kWh/hab.ano), o que não acontece com o sistema de filtros biológicos. Em compensação, neste caso, não há necessidade de digestores, pois o lodo aeróbio excedente gerado no processo, ainda não estabilizado, é enviado ao reator UASB para digestão e adensamento, juntamente com o lodo anaeróbio do próprio reator. Assim, a estação passa a ter a configuração mostrada, esquematicamente na **Figura 2.6**.

Esta configuração apresenta eficiência similar às tradicionais, descritas acima. Em relação a elas, no entanto, podem ser observadas as seguintes vantagens principais:

- Redução da produção de lodo: a massa de lodo produzida neste caso é da ordem de 50% daquela dos processos convencionais. Conseqüentemente, o consumo dos produtos químicos utilizados para sua desidratação também é menor;
- Redução no consumo de energia, da ordem de 30%;
- Redução no volume das unidades, por não haver necessidade de adensadores e de digestores de lodo. Assim, também não há necessidade dos equipamentos eletromecânicos correspondentes a essas unidades;
- Maior simplicidade operacional.

Figura 2.6 – Arranjos Típicos de Sistemas de UASB Seguido por Reator Anaeróbico

Fonte: von Sperling, Marcos – Opções tecnológicas para tratamento de esgotos. Seminário "Desafios para tratamento de esgoto sanitário em Minas Gerais". Belo Horizonte, MG – 2002.

Como principal desvantagem, registra-se uma menor capacidade para remoção biológica de nutrientes (nitrogênio e fósforo).

Quanto à utilização de lagoas como pós-tratamento do reator UASB, considerando os dados do PROSAB, seu custo de implantação, normalmente, é da mesma ordem de grandeza daquele previsto para o sistema de lagoas de estabilização, mas demandam áreas bem menores para sua implantação. Por outro lado, apresentam a desvantagem de necessitar operação sistemática e de gerar lodo para desidratação e descarte.

Esses valores serão considerados no cotejo entre os sistemas que poderão ser adotados, conforme se descreve a seguir. As grandezas aqui consideradas para os requisitos de implantação e operação de todos os sistemas abordados foram baseadas em *Critérios e Dados para uma Seleção Preliminar de Sistemas de Tratamento de Esgotos* de Marcos von Sperling, publicado na Revista BIO da ABES e em *Pós-tratamento de Efluentes de reatores Anaeróbios*, editado pelo PROSAB, em 2001.

Mesmo que a alternativa correspondente ao uso de lagoas de estabilização já exista no projeto original do sistema, o cotejo considerará também o seu redimensionamento com outros critérios, além dos processos de lodos ativados e de filtração biológica aeróbia, ambas com reator UASB no lugar dos decantadores primários, pelas vantagens acima referidas. Será considerada ainda a alternativa que usa o reator UASB seguido de lagoas de polimento. O pré-dimensionamento dessas unidades está apresentado no capítulo seguinte.

3. DESENVOLVIMENTO DAS ALTERNATIVAS

3. DESENVOLVIMENTO DAS ALTERNATIVAS

3.1 REDE COLETORA

Neste sistema, a rede coletora, estendida à totalidade da área de projeto, será do tipo convencional, conforme dito anteriormente. Seu traçado planimétrico foi determinado pelas condições locais de ocupação da área urbana e da sua conformação topográfica e, por este motivo, para essa unidade não foram cogitadas configurações alternativas. Quanto às dimensões dos coletores, apenas as dos principais de cada sub-bacia, que receberão contribuições externas, é que poderão ser estimadas, porém, após a definição das unidades de transporte.

3.2 SISTEMA DE TRANSPORTE

Esta área urbana conta com 4 bacias de contribuição distintas, cada uma delas com seu respectivo ponto de reunião de esgotos, onde será implantada uma estação elevatória. Neste item será definida a seqüência de recalques entre essas sub-bacias que torna o sistema como um todo mais econômico. Para isto serão considerados os custos de implantação e operação e manutenção das estações elevatórias, de seus respectivos emissários de recalque e dos coletores principais que receberão as vazões provenientes de tais emissários. Os custos de operação se referem aos gastos com energia elétrica dos conjuntos de recalque, pois os demais (pessoal, reposição de peças, etc.) não variam de forma significativa entre as alternativas e não serão aqui considerados, até para não afetar de modo negativo a precisão do estudo.

Para este sistema, devido às características topográficas da cidade e à localização da área que será destinada ao tratamento, foi considerada uma única alternativa relativa às unidades de transporte, com a seguinte configuração básica: a SB-4 que será projetada em uma 2ª Etapa, reuni seus esgotos em seu ponto mais baixo e recalca para a SB-1, que por sua vez reuni em seu ponto mais baixo de onde segue por recalque para a SB-3 que também recebe por recalque as contribuições de esgotos da SB-2, reunido assim em seu ponto mais baixo recalcando direto para o tratamento.

As vazões correspondentes a cada uma das sub-bacias estão apresentadas na **Tabela 3.1**.

Tabela 3.1 – Contribuição por Sub-Bacia

Bacia	Vazão Média (l/s)		Infiltração Final (l/s)
	Inicial	Final	
1	1,44	3,02	5,18
2	0,12	0,25	0,42
3	2,55	4,90	8,40
Total	4,11	8,17	14,00

As vazões de recalque de cada estação elevatória são calculadas pela seguinte expressão:

$$Q_r = 2.Q + i + Q_{ext.},$$

onde: Q = vazão média final, dada na Tabela 3.1;

i = vazão de infiltração da sub-bacia;

$Q_{ext.}$ = vazão externa, proveniente de uma ou mais elevatórias.

Feito o pré-dimensionamento dessas alternativas, os resultados foram os seguintes:

ALTERNATIVA ÚNICA

Como pode ser visto na **Figura 3.1**, os esgotos coletados na Bacia 3 que pertencem, onde os esgotos reunidos na bacia 1 são recalcados para a bacia 3 pela EE-1, bem como os esgotos coletados em seu ponto mais baixo na bacia 2 são recalcados para a bacia 3 pela EE-2. Finalmente, os esgotos coletados na Bacia 3, juntamente com os esgotos provenientes das Bacias 1, 2 e 4, são recalcados pela EE-Final, através de um emissário com extensão aproximada de 5.900 metros, diretamente para a ETE, localizada ao sul, na margem esquerda do Rio São Francisco.

3.3 TRATAMENTO

No capítulo anterior foram mostradas várias alternativas de tratamento que podem ser adotadas para um sistema de esgotamento sanitário. Para este caso, no entanto, foram consideradas as observações feitas por técnicos da EMBASA, que apontaram as lagoas de estabilização e os reatores anaeróbios (UASB) como os mais adequados à realidade do Estado, pela eficiência e pela facilidade de operação e de manutenção, e que vêm sendo utilizados pela Companhia, com sucesso. Deste modo, aqui foram cotejadas as seguintes alternativas para o tratamento deste sistema:

- Reator UASB seguido de lagoa de maturação;
- Lagoa anaeróbia seguida de lagoas facultativas e de maturação; e
- Lagoa facultativa seguida de lagoa de maturação.

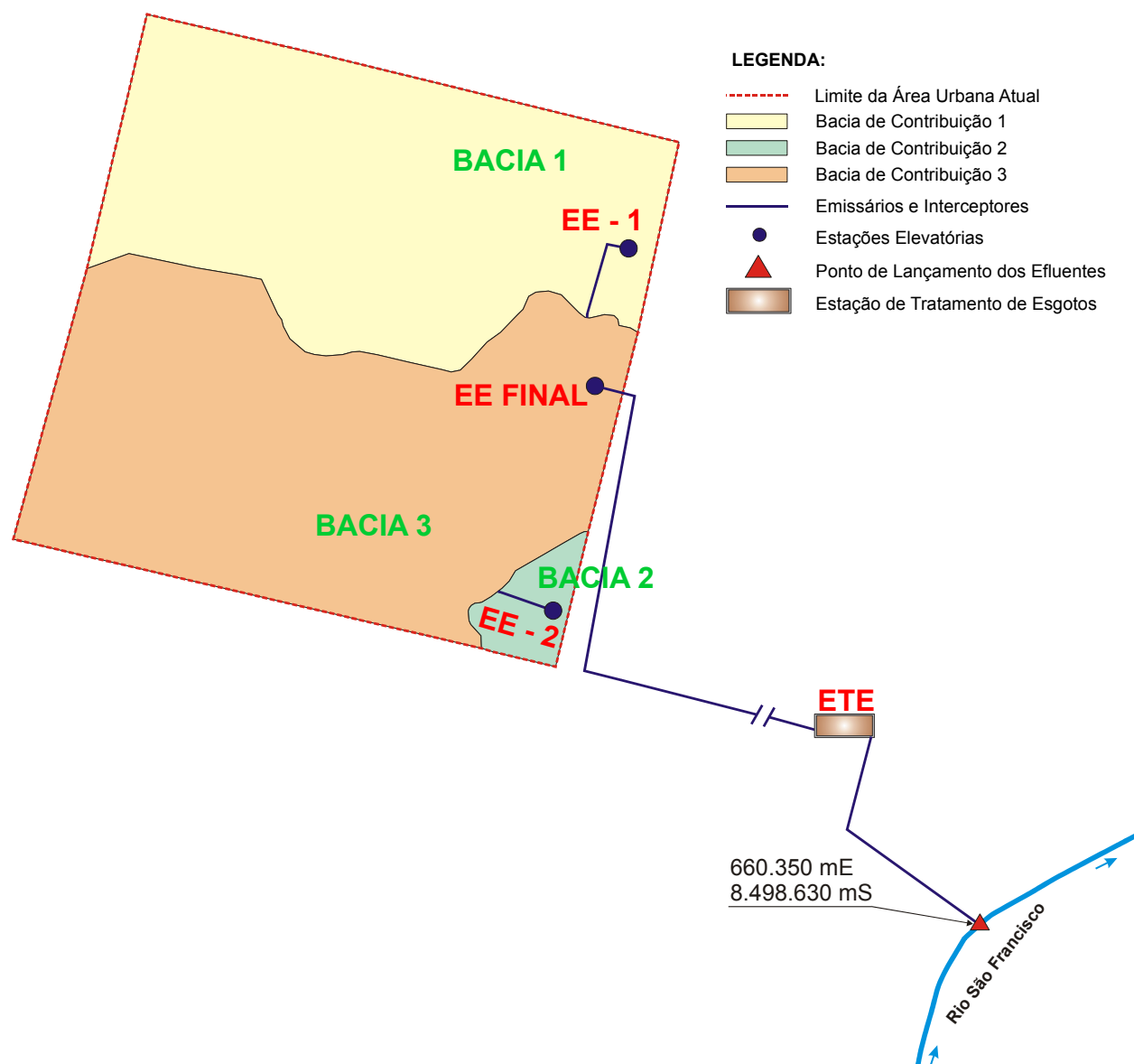
Todas essas variantes atendem aos padrões de lançamento exigidos para este projeto, sem necessidade de unidade de desinfecção, o que não acontece com outras configurações como, por exemplo, filtração biológica e lodos ativados.

Feito o pré-dimensionamento dessas alternativas, os resultados estão apresentados na sequência.

3.3.1 Reator UASB Seguido de Lagoa de Maturação

Nos sistemas relativos a filtração biológica e a lodos ativados, o efluente final, normalmente, não atende às exigências das normas no que diz respeito aos coliformes fecais. Deste modo, nessas estações há necessidade de se proceder uma desinfecção do efluente, o que atualmente vem sendo feito por meio de radiação ultravioleta. Devido ao inconveniente que esse processo pode representar, em termos de operação e, principalmente de manutenção, procurou-se uma solução alternativa para essa unidade, mais adequada à realidade local. A solução julgada mais viável do ponto de vista técnico foi, então, o uso de lagoas de polimento para promover tal desinfecção. Foi percebido ainda que, em termos de remoção de coliformes, essas lagoas poderiam suceder diretamente os reatores UASB, sem necessidade de unidades de filtros biológicos ou de tanque de aeração (lodos ativados), uma vez que, nesses sistemas, a remoção de microrganismos se dá quase que exclusivamente no reator. Deste modo, o sistema terá a seguinte configuração básica.

Figura 3.1 – Sistema Proposto



3.3.1.1 Reator UASB

O Reator UASB se constituirá de uma estrutura em concreto armado apoiada diretamente no terreno, com uma única câmara, de seção retangular. No dimensionamento foi admitido um tempo de detenção hidráulica de 8,00 horas, com altura líquida de 5,00 m. A temperatura média admitida foi de 22°C.

Essa unidade disporá no seu topo e no centro, de um sistema de canaletas em fibra de vidro para recepção do esgoto bruto e distribuição uniforme da vazão para as tubulações de descida desses esgotos. Esse sistema permite, ainda, a identificação de possíveis obstruções que por ventura venham ocorrer.

A cada compartimento corresponderá um tubo distribuidor, em PVC rígido roscável, com 75 mm de diâmetro. Esses tubos disporão na sua extremidade superior, de um Cap com rosca interna facilmente removível, para efeito de desobstrução. Esta será promovida com a introdução de uma vareta de aço. A extremidade inferior de cada tubo ficará a 20 cm do fundo do reator.

As principais características do reator como um todo são as seguintes:

- Vazão Média:Q = 1.915,49 m³/dia;
- Vazão de Bombeamento:Q_b = 2.621,38 m³/dia;
- N° de Módulos:n = 2;
- Dimensão em Planta de cada Módulo: 10,11 x 6,32 m²;
- DBO₅:
 - Afluente: 276,42 mg/l;
 - Efluente: 197,05 mg/l.

Os demais parâmetros de interesse para o dimensionamento desta unidade estão apresentados no Capítulo 7 (Memória de Cálculo).

3.3.1.2 Lagoa de Polimento

Neste sistema foi adotada uma unidade de lagoa de polimento, de seção quadrada em planta, com lados de 138,40 m, internamente, e altura líquida de 1,50 m. Dessas dimensões resulta um tempo de detenção hidráulica total de 15,00 dias.

Neste caso, o regime hidráulico adotado para essas lagoas foi direcionado para favorecer uma maior eficiência no seu funcionamento. Para isto as lagoas devem ser dotadas de chicanas, através de defletores, o que induz a um percurso em ziguezague. Deste modo, o escoamento se assemelha mais ao fluxo de pistão, o que aumenta sua eficiência.

Com tal configuração, mostrada, em linhas gerais a eficiência total na remoção do DBO₅ nesta ETE será da ordem de 99,3668% (DBO₅ efluente de 1,75 mg/l) e de 99,9959% para os coliformes fecais.

3.3.2 Lagoa Anaeróbia Seguida de Lagoas Facultativas e de Maturação

3.3.2.1 Lagoas Anaeróbias

Essa lagoa terá profundidade de 4,50 m e período de detenção hidráulica de 3,00 dias. Com esses valores, sua área média será de 1.276,63 m² (35,73 x 35,73 m²). Essa configuração conduz a eficiência de remoção da carga orgânica da ordem de 60%, logo:

- DBO₅:
 - Afluente: 276,42 mg/l;
 - Efluente: 110,57 mg/l.

3.3.2.2 Lagoas Facultativas

Para essas lagoas foram previstas cargas máximas de aplicação de 291,39 kgDBBO₅/ha.dia, do que resultou uma área total de 7.272,18 m² (60,30 x 120,60 m²).

Uma outra questão a ser enfocada diz respeito ao regime hidráulico considerado no dimensionamento dessa lagoa. Atualmente, em muitos países, as lagoas estão sendo dimensionadas como reatores de fluxo disperso, que é como elas se comportam na realidade, ou seja, entre o modelo de fluxo de pistão e o de mistura completa. Deste modo, buscou-se na literatura técnica pertinente a este assunto, como, por exemplo, o livro *Lagoas de Estabilização* de Marcos Von Sperling, parâmetros hidráulicos que melhor se adaptassem às condições locais, quais sejam: relação comprimento/largura (L/B) igual a 2; coeficiente de dispersão (d) calculado conforme equação de Yanes; coeficiente de remoção da DBO (k) através da aplicação da equação de Arceivala; correção da temperatura pela equação de Arrhenius para $\theta = 1,05$ / $\theta = 1,07$, respectivamente para a DBO e os coliformes; coeficiente de redução dos coliformes (kb) definido por Sperling e remoção da DBO e de coliformes adotando fluxo disperso.

Procedendo dessa forma, então, pôde-se concluir que a lagoa aqui considerada, com profundidade útil de 1,80 m, previamente fixada, requererá um tempo de 6,83 dias para funcionar com a taxa acima citada, com o que seus volumes e dimensões foram os seguintes:

- Vu = 13.089,92 m³ ou 60,30m x 120,60 m x 1,80 m.

3.3.2.3 Lagoa de Maturação

A lagoa de maturação terá a sua seção quadrada em planta, mas aqui funcionará como fluxo disperso, pois será dotada de uma chicana, o que equivale a uma unidade de 25,30 m de largura por 404,40 m de extensão, ou seja, com uma relação L/B igual a 16, o que a aproxima de uma unidade com regime hidráulico de fluxo de pistão. Seu volume e dimensões são os seguintes:

- Vu = 15.331,82m³ ou 101,10m x 101,10 m x 1,50 m.

Com esta configuração, a DBO₅ efluente será de 2,29 mg/l e a concentração de coliformes chegará a 930 CF/100 ml, o que implica eficiências totais, respectivamente, de 97,9264% e 99,9453%.

3.3.3 Lagoa Facultativa Seguida de Lagoa de Maturação

Procedendo da mesma forma que na alternativa anterior, pôde-se concluir que as duas lagoas em série, aqui consideradas, tendo, respectivamente, profundidades úteis de 1,80 m e 1,50 m, previamente fixadas, requererão tempos de 22,00 dias para a primeira (facultativa) e 10,00 dias para a seguinte (de maturação) para que sejam capazes de garantir a redução daqueles parâmetros para os níveis pré-estabelecidos, com o que seus volumes e dimensões foram os abaixo indicados:

- 1ª Lagoa: $V_u = 32.729,84 \text{ m}^3$ ou $95,35 \text{ m} \times 190,70 \text{ m} \times 1,80 \text{ m}$;
- 2ª Lagoa: $V_u = 19.170,45 \text{ m}^3$ ou $113,05 \text{ m} \times 113,05 \text{ m} \times 1,50 \text{ m}$.

A lagoa de maturação tem a sua seção quadrada em planta, mas aqui funcionará como fluxo disperso, pois será dotada de uma chicana, o que equivale a uma unidade de 28,30 m de largura por 452,20 m de extensão, ou seja, com uma relação L/B igual a 16, o que a aproxima de uma unidade com regime hidráulico de fluxo de pistão.

Com esta configuração, a DBO_5 efluente será de 0,86 mg/l e a concentração de coliformes chegará a 734 CF/100 ml, o que implica eficiências totais, respectivamente, de 99,6875% e 99,9964%.

3.4 CORPO RECEPTOR

O corpo receptor dos efluentes tratados deste sistema será o Rio São Francisco. O leito desse rio se desenvolve nas proximidades da área urbana de Serra do Ramalho e é seu principal elemento de drenagem natural. O emissário final consistirá de uma tubulação de PVC, com extensão aproximada de 1.200 metros e diâmetro de 200 mm, em cuja extremidade será colocada uma estrutura de ponta de ala, com enrocamento, para evitar erosão.

No ponto de lançamento previsto, as coordenadas são as seguintes:

- 660.350 m E;
- 8.498.630 m S.

4. AVALIAÇÃO AMBIENTAL

4. AVALIAÇÃO AMBIENTAL

4.1 METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS

Foram consideradas como impacto ambiental quaisquer alterações nos meios físico, biótico e antrópico na área de influência direta do projeto, em decorrência das intervenções propostas para o esgotamento sanitário, que pudessem afetar, direta ou indiretamente, a qualidade dos recursos naturais, a biota, as condições estéticas e sanitárias do meio ambiente, as atividades sociais e econômicas, a saúde e o bem estar da população.

Foram selecionados alguns fatores ambientais que, em matriz, foram cruzados com as soluções técnicas apresentadas para este esgotamento sanitário, para identificar a possibilidade de ocorrência de algum tipo de impacto nas fases de implantação e/ou operação dos sistemas propostos. Nessa matriz específica para a solução proposta, foram cotejadas as características gerais dos impactos em relação aqueles já detectados como de possível ocorrência propondo-se, de imediato, sugestões de medidas mitigadoras.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DAS ALTERNATIVAS DE SOLUÇÕES TÉCNICAS

Nesta fase do trabalho, foram definidas as alternativas tecnológicas para o sistema de esgotamento sanitário e tratamento de esgotos, conforme apresentado no capítulo anterior. Estas alternativas são caracterizadas a seguir, de forma a subsidiar a identificação dos impactos ambientais que a sua implantação e operação irão causar ao meio ambiente.

O sistema de esgotamento pode ser dividido em rede coletora, sistemas de recalque, com estação elevatória e emissário, e tratamento de esgotos sanitários, sendo que a técnica definida para a primeira parte foi a rede de esgotos convencional. Desses elementos, as estações de recalque e a unidade de tratamento é que podem ser consideradas mais relevantes, devido a sua importância e aos impactos que podem causar durante sua implantação e operação.

A estação elevatória consiste de uma edificação semi-enterrada, dotada de equipamentos eletromecânicos, aplicáveis aos sistemas de esgotamento sanitário nas seguintes situações:

- Na coleta, para elevação dos esgotos de pavimentos abaixo do coletor predial;
- Na rede coletora para evitar o excessivo aprofundamento das tubulações; em áreas com rede nova com cotas inferiores às da rede existente que a receberá;
- No tratamento, para elevar o afluente à estação até a cota necessária ao processo de tratamento;
- Na disposição final, para lançamento no corpo receptor em condições favoráveis de nível.

O emissário é uma tubulação enterrada, que conduz o esgoto desde a estação elevatória até o ponto de destino.

Na definição do processo de tratamento de esgotos foi considerada a opção de sistema concentrador, onde o tratamento é centralizado em uma única estação de tratamento. Neste caso, será menor a intervenção para implantação de unidades de tratamento e de emissários.

As alternativas tecnológicas que poderiam ser adotadas foram analisadas anteriormente e foi escolhido o sistema formado por lagoas de estabilização (lagoa facultativa, seguida de lagoa de maturação), que apresentam eficiência de remoção da demanda bioquímica de oxigênio (DBO) superior a 90% e de coliformes fecais superior a 99,99%.

Os esgotos deste sistema são essencialmente residenciais, pois a cidade não conta com atividade industrial relevante, que altere as características de seus efluentes. Como mostrado anteriormente, a vazão média a ser tratada é de 1.915,49 m³/dia, incluindo a infiltração na rede coletora. Para a população final de 9.805 habitantes, a carga orgânica correspondente é de 529,48 kgDBO/dia, ou 276,42 mg/l, e uma concentração de coliformes fecais de $2,05 \times 10^7$ CF/100 ml. Quanto aos demais parâmetros, não existem dados de medição direta, pois a cidade não conta com sistema público de esgotos. No entanto, por se tratar de esgotos domésticos, suas características médias já são bem conhecidas, conforme relatado na literatura técnica pertinente ao assunto. Assim, podem ser considerados os seguintes valores médios:

- Temperatura do líquido 25 a 35 °C;
- Fósforo total 14,00 mgP/l;
- Nitrogênio total 50,00 mgN/dia.

A unidade de tratamento dos esgotos tem a finalidade de garantir ao efluente final do sistema o alcance das condições que lhe foram fixadas de antemão. Neste caso, foi considerada para o corpo receptor a classe 2 do CONAMA, para a qual se deve ter no máximo: 1.000 coliformes fecais/100ml e DBO menor ou igual a 5 mg/l. O sistema aqui empregado para atender a essas condições, no entanto, por ser de nível secundário, é pouco eficiente na remoção de nutrientes.

Os efluentes dessa estação serão lançados diretamente no Rio São Francisco. O emissário final consistirá de uma tubulação de PVC, com extensão aproximada de 1.200 metros e diâmetro de 200 mm, em cuja extremidade será colocada uma estrutura de ponta de ala, com enrocamento, para evitar erosão.

De acordo com o *Estudo do comportamento hidrológico do Rio São Francisco e seus principais afluentes*, de Silvio B. Pereira, Fernando F. Pruski, Demetrius D. da Silva e Márcio M. Ramos, a Bacia do São Francisco, com área de drenagem de 639.219 km², se estende pelos Estados de Minas Gerais, Bahia, Goiás, Pernambuco, Sergipe e Alagoas, além do Distrito Federal, representando 7,5% do território brasileiro, segundo a ANA, e, devido à sua extensão e aos diferentes ambientes percorridos, ela se divide em quatro unidades fisiográficas: na região do Alto São Francisco, correspondente a 19% da área da bacia, que vai da nascente até a cidade de Pirapora, MG; no Médio São Francisco, que se estende de Pirapora a Remanso, BA, correspondente a 55% da

bacia; no Submédio São Francisco, de Remanso até Paulo Afonso, BA (24% da bacia) e no Baixo São Francisco, que vai de Paulo Afonso até a foz (7% da bacia).

A Bacia do São Francisco possui 36 afluentes mais importantes, dentre os quais apenas 19 são perenes destacando-se, pela margem direita, os Rios Pará, Paraopeba, Velhas, Verde Grande e, pela margem esquerda, os Rios Abaeté, Paracatu, Urucuia, Pandeiros, Carinhonha, Corrente e Grande. As áreas de drenagem desses afluentes, com exceção do Rio Verde Grande, se situam na região não abrangida pelo Polígono das Secas, representando cerca de 50% da área total da bacia, de acordo com a ANEEL.

O clima se caracteriza pela ocorrência de temperaturas de mediana a elevada durante quase todo o ano e, ainda, por um baixo índice de nebulosidade com grande incidência de radiação solar e pela existência de duas estações bem distintas, ou seja, uma seca e outra chuvosa. Em função disto, a evapotranspiração potencial é muito alta, principalmente na região do Submédio São Francisco onde algumas estações registram valores de até 3.000 mm ano⁻¹. A elevada evapotranspiração potencial não compensada pelas chuvas afeta expressivamente o balanço hídrico dos solos.

O crescimento da exploração econômica na Bacia do São Francisco, sobretudo pela agricultura irrigada, foi intensificada a partir de 1976, com destaque para as regiões do Submédio e Baixo São Francisco.

Além da irrigação, o São Francisco tem seu potencial hidrelétrico bastante aproveitado, com diversas usinas hidrelétricas instaladas ao longo da bacia. Em 1973, a Companhia Hidro Elétrica do São Francisco (CHESF) começou a construção do reservatório de Sobradinho, cujo lago, formado em 1979 e com superfície de 4.214 km², é um dos maiores lagos artificiais do mundo, servindo como reservatório de regularização plurianual. O reservatório de Sobradinho localiza-se no Submédio São Francisco, a aproximadamente 40 km à montante das cidades de Juazeiro e Petrolina, cuja potência instalada é de 1.050 MW.

Em virtude da Bacia do São Francisco representar um importante indutor do desenvolvimento dos diversos Estados por ele banhado, o conhecimento do seu comportamento hidrológico é de extremo valor para subsidiar a tomada de decisões na gestão de recursos hídricos, uma vez que permitirá conhecer a disponibilidade deste recurso, possibilitando identificar as áreas em que este recurso é ou poderá ser escasso.

Para efeito de referência, a seguir apresenta-se uma tabela onde constam a área de drenagem, a precipitação média, a vazão natural média, a vazão com permanência de 95% e a disponibilidade hídrica nas 34 unidades hidrográficas do São Francisco. A disponibilidade hídrica foi definida como sendo igual à vazão com permanência de 95%, em rios sem regularização, e a vazão regularizada somada à vazão incremental com permanência de 95%, em rios com regularização. A bacia do São Francisco tem uma disponibilidade hídrica de 1.849,4 m³/s (**Figura 4.1 e Tabela 4.1**).

Figura 4.1 – Unidades Hidrográficas do São Francisco

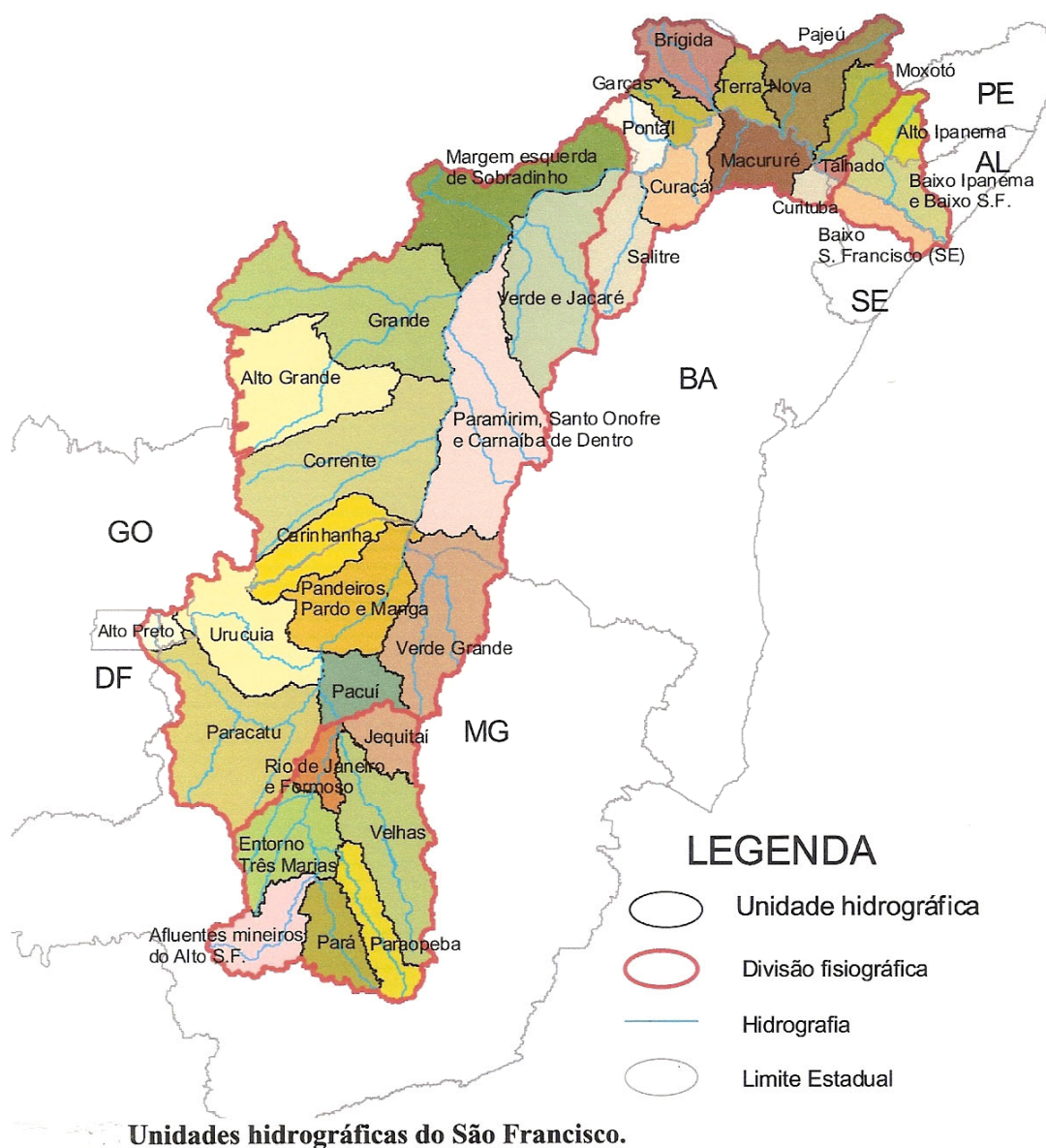


Tabela 4.1 – Unidades Hidrográficas do São Francisco

Unidades hidrográficas	Área (km ²)	Precipitação (mm)	Vazão (m ³ /s)	Q ₉₅ (m ³ /s)	Dispon. hídrica ¹
Afluentes mineiros do Alto SF	14.205	1.430	222,2	51,1	51,1
Rio Pará	12.262	1.398	168,8	38,8	38,8
Rio Paraopeba	12.090	1.404	171,7	39,5	39,5
Entorno da represa de Três Marias	18.707	1.371	187,8	43,2	513,0
Rio das Velhas	28.084	1.379	365,1	103,7	103,7
Rio de Janeiro e Rio Formoso	6.041	1.170	30,2	5,1	621,8
Rio Jequitaiá	8.671	1.213	43,4	7,3	7,3
Alto São Francisco	100.060	1.372	1.189,2	288,7	621,8
Total a montante	100.060	1.372	1.189,2	288,7	621,8
Alto Rio Preto	3.513	1.463	39,3	11,8	11,8
Rio Paracatu	41.528	1.410	394,5	90,7	102,5
Rio Pacuí	10.417	1.174	52,1	8,8	740,3
Rio Urucuia	26.047	1.362	247,4	30,4	30,4
Rio Verde Grande	27.034	904	39,7	1,6	1,6
Rios Pandeiros, Pardo e Manga	24.480	1.068	122,4	18,4	790,7
Rio Carinhanha	16.856	1.149	160,1	96,1	96,1
Rio Corrente	47.307	1.089	189,2	113,5	113,5
Alto Rio Grande	33.456	1.284	115,4	69,3	69,3
Médio e Baixo Rio Grande	50.084	1.051	149,3	89,6	158,8
Rios Paramirim, Santo Onofre e Carnaíba de Dentro	48.454	845	0,4	0,0	1.159,2
Rios Verde e Jacaré	36.095	720	2,3	0,1	1.159,3
Margem esquerda do Lago de Sobradinho	33.445	744	6,7	0,3	1.159,6
Médio São Francisco	398.716	1.052	1.518,8	530,6	1.159,6
Total a montante	498.775	1.116	2.708,0	819,3	1.159,6
Rio Salitre	15.091	732	3,1	0,7	1.815,7
Rio Pontal	7.795	568	2,2	0,5	1.816,2
Rio Garças	6.486	550	3,8	0,8	1.817,0
Rio Curaçá	12.588	615	2,8	0,6	1.817,6
Rio Brígida	13.668	651	14,1	3,1	1.820,7
Rio Terra Nova	7.299	665	7,8	1,7	1.822,5
Rio Macururé	13.778	551	3,1	0,7	1.823,1
Rio Pajeú	19.500	922	44,0	9,7	1.832,8
Rio Moxotó	9.815	777	11,3	2,5	1.835,3
Rio Curituba	3.200	658	10,6	2,3	1.837,6
Talhada	1.260	655	1,4	0,3	1.837,9
Sub-Médio São Francisco	110.481	693	104,2	22,9	1.837,9
Total a montante	609.256	1.039	2.812,2	842,2	1.837,9
Alto Rio Ipanema	6.844	757	10,3	3,1	1.841,0
Baixo Ipanema e Baixo SF	11.909	1.003	17,9	5,4	1.846,4
Baixo São Francisco em Sergipe	6.771	1.082	10,2	3,0	1.849,4
Baixo São Francisco	25.524	957	38,4	11,5	1.849,4
São Francisco	634.781	1.036	2.850,6	853,7	1.849,4

Obs.:

- Q₉₅: Vazão natural que é excedida ou igualada em 95% do tempo (vazão natural com permanência de 95%);
- 1: Disponibilidade hídrica é a vazão natural com permanência de 95%, em rios sem regularização, ou a vazão regularizada mais o incremento de vazão natural com permanência de 95%, em rios com regularização.

Fonte:

- PROJETO DE GERENCIAMENTO INTEGRADO DAS ATIVIDADES DESENVOLVIDAS EM TERRA NA BACIA DO SÃO FRANCISCO ANA/GEF/PNUMA/OEA
Subprojeto 4.5C – Plano Decenal de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio São Francisco - PBHSF (2004-2013)

Como pode ser visto na tabela, a vazão média no Rio São Francisco, nas proximidades desta cidade é um valor entre 1.189,20 m³/s e 1.518,80 m³/s; a vazão com permanência de 95% (Q₉₅) está entre 288,70 m³/s e 530,60 m³/s. Isto significa que a descarga máxima diária deste sistema (10,88 l/s) que será lançada nesse rio equivale a menos de 0,004% de Q₉₅.

As lagoas de estabilização, de acordo com a CETESB, apresentam as seguintes vantagens e desvantagens:

VANTAGENS:

- Remoção de carga orgânica eficiente, comparada aos processos mecanizados;
- Havendo área disponível a preços acessíveis e topografia adequada, tem um custo de implantação reduzido quando comparado com os processo mecanizados;
- Funciona bem em climas quentes;
- O processo é satisfatoriamente estável, não apresentando grandes variações, desde que bem projetadas e operadas;
- Não produz lodo para ser disposto;
- Não requer pessoal especializado para operação;
- Baixos custos de operação e manutenção;
- O seu efluente pode ser utilizado para irrigação de algumas culturas para o aproveitamento de nutrientes.

DESVANTAGENS:

- Necessidade grandes áreas;
- Limitações quanto à topografia, requerendo movimento de terra elevado;
- Depende da permeabilidade do terreno, caso contrário exige impermeabilização, o que encarece a obra;
- Em áreas rochosas, a sua implantação pode exigir cortes a fogo, o que provoca o aumento do custo da obra;
- Limitações em regiões frias.

4.3 IDENTIFICAÇÃO DE IMPACTOS SIGNIFICATIVOS

Para a identificação dos impactos significativos, foram utilizadas matrizes que permitem a interação entre os fatores ambientais dos meios físico, biótico e antrópico e as características impactantes, positivas ou negativas, de cada alternativa de solução técnica de abastecimento de água e de esgotamento sanitário.

As **Tabelas 4.2 a 4.5** apresentam a Matriz de Identificação de Impactos, onde são assinaladas as interferências entre os fatores ambientais selecionados e as opções para o transporte e tratamento dos esgotos.

Tabela 4.2 – Matriz de Identificação de Impactos

Fatores Ambientais	Intervanções		Impactos	Estação Elevatória	Emissário	Estação de Tratamento
Meio Físico	Solo		Contaminação			X
			Erosão		X	X
			Instabilidade		X	X
	Rocha		Instabilidade		X	X
	Água		Poluição		X	X
			Alteração do Lençol Freático			X
			Assoreamento		X	X
	Atmosfera		Ruído	X	X	X
			Material Particulado	X	X	
			Odores	X	X	X
	Paisagem		Alteração de Relevo			X
Meio Biótico	Fauna	Terrestre	Suspensão de Vegetação			X
		Aquática	Alteração de População			X
	Flora	Terrestre	Suspensão de Vegetação			X
		Aquática	Alteração de População	X	X	X
Meio Antrópico	Renda		Incremento de Salário	X	X	X
	Fatores Psicológicos		Qualidade de Vida	X	X	X
			Cidadania	X	X	X
	Saúde		Salubridade	X	X	X

Tabela 4.3 – Matriz de Avaliação de Impactos para a Estação Elevatória

Fatores Ambientais	Impactos Ambientais	Características						Medidas Mitigadoras
		Fase	Forma	Duração	Temporalidade	Reversibilidade	Adversidade	
Solo	Contaminação	OP	DI	TE	CP	RE	-	Impermeabilizar o poço de sucção, usar gerador.
	Erosão							
	Instabilidade	IM	DI	TE	CP	RE	-	Contenção de taludes
Rocha	Instabilidade	IM	DI	PE	LP	IR	-	Uso adequado de explosivos
Água	Poluição							
	Alteração do Lençol Freático							
	Assoreamento							
Atmosfera	Ruído	IM/OP	DI	PE	LP	IR	-	Regulagem dos motores, EPI para funcionários, horário de funcionamento
	Material Particulado	IM	DI	TE	CP	RE	-	Utilização de caminhão pipa para umedecimento da via, caminhões com cobertura
	Odores	OP	DI	TE	CP	RE	-	Manter controle operacional
Paisagem	Alteração de Relevo							
Fauna	Terrestre	IM	DI	PE	LP	IR	-	Evitar áreas com vegetação nativa
	Aquática	OP	DI	TE	CP	RE	-	Evitar extravazamentos
Flora	Terrestre	IM	IN	PE	LP	IR	-	Evitar áreas com vegetação nativa
	Aquática	OP	DI	TE	CP	RE	-	Evitar extravazamentos
Renda	Incremento de Salário	IM	DI	TE	CP	RE	+	Uso de mão de obra local
Fatores Psicológicos	Qualidade de Vida	OP	DI	PE	LP	RE	+	Manutenção do sistema
	Cidadania	IM/OP	IN	PE	LP	IR	+	
Saúde	Salubridade	OP	IN	PE	LP	RE	+	Manutenção do sistema

FASE

IM = Implantação
OP = Operação

FORMA

DI = Direto
IN = Indireto

DURAÇÃO

PE = Permanente
TE = Temporário

TEMPORALIDADE

CP = Curto Prazo
LP = Longo Prazo

REVERSIBILIDADE

RE = reversível
IR = Irreversível

ADVERSIDADE

- Negativo
+ Positivo

Tabela 4.4 – Matriz de Avaliação de Impactos para o Emissário de Recalque

Fatores Ambientais	Impactos Ambientais	Características						Medidas Mitigadoras
		Fase	Forma	Duração	Temporalidade	Reversibilidade	Adversidade	
Solo	Contaminação							
	Erosão							
	Instabilidade							
Rocha	Instabilidade							
Água	Poluição							
	Alteração do Lençol Freático							
	Assoreamento							
Atmosfera	Ruído	IM/OP	DI	PE	LP	IR	-	Regulagem dos motores, EPI para funcionários, horário de funcionamento
	Material Particulado	IM	DI	TE	CP	RE	-	Utilização de caminhão pipa para umedecimento da via, caminhões com cobertura
	Odores							
Paisagem	Alteração de Relevo							
Fauna	Terrestre							
	Aquática							
Flora	Terrestre							
	Aquática							
Renda	Incremento de Salário	IM	DI	TE	CP	RE	+	Uso de mão de obra local
Fatores Psicológicos	Qualidade de Vida	OP	DI	PE	LP	RE	+	Manutenção do sistema
	Cidadania	OP	IN	PE	LP	IR	+	
Saúde	Salubridade	OP	IN	PE	LP	RE	+	

FASE

IM = Implantação

OP = Operação

FORMA

DI = Direto

IN = Indireto

DURAÇÃO

PE = Permanente

TE = Temporário

TEMPORALIDADE

CP = Curto Prazo

LP = Longo Prazo

REVERSIBILIDADE

RE = reversível

IR = Irreversível

ADVERSIDADE

- Negativo

+ Positivo

Tabela 4.5 – Matriz de Avaliação de Impactos para a Estação de Tratamento

Fatores Ambientais	Impactos Ambientais	Características						Medidas Mitigadoras
		Fase	Forma	Duração	Temporalidade	Reversibilidade	Adversidade	
Solo	Contaminação	OP	DI	PE	LP	RE	-	Impermeabilização da lagoa
	Erosão	IM/OP	IN	PE	LP	RE	-	Proteção de encostas, vegetação
	Instabilidade	IM	DI	TE	CP	RE	-	Contenção de talude
Rocha	Instabilidade							
Água	Poluição	OP	DI	PE	LP	RE	-	Controle do processo
	Alteração do Lençol Freático							
	Assoreamento	IM/OP	IN	PE	LP	RE	-	Manter a vegetação
Atmosfera	Ruído	IM	DI	TE	CP	RE	-	Controle de motores, horário da obra
	Material Particulado	IM	DI	TE	CP	RE	-	Umedecimento do terreno, cobertura do caminhão
	Odores	OP	DI	TE	CP	RE	-	Manter controle operacional
Paisagem	Alteração de Relevo	IM	DI	PE	LP	IR	-	Respeitar a topografia
Fauna	Terrestre	IM	DI	PE	LP	IR	-	Evitar áreas com vegetação nativa
	Aquática	OP	DI	TE	CP	RE	-	Controlar níveis de eficiência do sistema
Flora	Terrestre	IM	IN	PE	LP	IR	-	Evitar áreas com vegetação nativa
	Aquática	OP	DI	TE	CP	RE	-	Controlar níveis de eficiência do sistema
Renda	Incremento de Salário	IM	DI	TE	CP	RE	+	Uso de mão de obra local
Fatores Psicológicos	Qualidade de Vida	OP	DI	PE	LP	RE	+	Manutenção do sistema
	Cidadania	IM/OP	IN	PE	LP	IR	+	
Saúde	Salubridade	OP	IN	PE	LP	RE	+	Manutenção do sistema

FASE

IM = Implantação

OP = Operação

FORMA

DI = Direto

IN = Indireto

DURAÇÃO

PE = Permanente

TE = Temporário

TEMPORALIDADE

CP = Curto Prazo

LP = Longo Prazo

REVERSIBILIDADE

RE = reversível

IR = Irreversível

ADVERSIDADE

- Negativo

+ Positivo

4.3.1 Impactos Sobre o Meio Físico

Em relação ao Meio Físico foram considerados os seguintes fatores ambientais: Solo, Rocha, Água, Ar e Paisagem.

Para o fator ambiental **Solo** foram identificados os seguintes impactos:

- **Contaminação:** a contaminação do solo poderá ocorrer em todas as alternativas para o tratamento de esgotos, devido a possibilidade do lançamento de seus efluentes em talvegues e a forma de tratamento através de lagoas e charcos artificiais, que consistem em construção de tanques no solo, dependendo de uma compactação adequada. A infiltração de esgotos no solo, dependendo do seu grau de tratamento poderá provocar impactos como a alteração das características físicas, químicas e biológicas do solo. Também fica impedida a utilização desta água para irrigação de plantas comestíveis de folhas (alface, couve, etc.);
- **Erosão:** a erosão do solo pela água tende a intensificar-se nas superfícies desprotegidas das picadas, pontos de escavações, cortes e trincheiras, todavia a alteração é muito localizada e pouco expressiva para provocar ravinas ou voçorocas. Durante a fase de implantação da obra tende a não ser significativa, todavia, podem ocorrer vazamentos da rede de saneamento que pode acelerar localmente o processo de erosão, na fase de operação do sistema de saneamento. Eventuais contaminações localizadas das águas subterrâneas, por águas contaminadas da rede de esgoto, decorrente de vazamentos na rede, poderão ser controladas através da instalação de medidores de pressão ao longo da extensão dos tubos de esgotos sanitários;
- **Instabilidade:** instabilidade do solo, pode ser induzida por cortes e aterros se efetuados sem nenhum critério técnico, e sem preocupação com o escoamento das águas superficiais, que podem se concentrar e infiltrar no solo, principalmente no período chuvoso.

Para o fator ambiental **Rocha** foi identificado o impacto relativo à sua instabilidade, o que pode ocorrer de duas maneiras: o rolamento e a queda de blocos como é descrito na sequência:

- **Rolamento de blocos de rocha:** o rolamento de blocos pode ocorrer, quando da sua desestabilização por retirada do seu apoio por escavação de material ou por ação de processos erosivos provocados pela ação antrópica de cortes e aterros;
- **Quedas de blocos de rocha:** em áreas de taludes rochosos muito íngremes, blocos de rocha podem cair devido a individualização de porções do maciço rochoso em consequência da abertura de fendas e/ou fraturas através de vibrações provocadas pelo uso de explosivos.

Para o fator ambiental **Água**, foram identificados os seguintes impactos:

- **Poluição:** a poluição da água poderá ocorrer na unidade de tratamento, apenas. É importante destacar, no entanto, que esta poluição das será menor do que a que ocorre atualmente, dada a inexistência de sistemas coletores e de tratamento de esgotos, que na sua totalidade são tratados de forma inadequada, provocando um impacto maior;

- **Assoreamento de cursos d'água:** A movimentação do solo e/ou rocha pode provocar um aumento da presença de material em suspensão na água de escoamento superficial e ser transportado à distâncias pequenas e médias, porém em quantidades muito reduzidas, para provocar assoreamento de rios, riachos, açudes, várzeas, obstrução de vãos de pontes e de bueiros.

Para o fator ambiental **Atmosfera** foram identificados os seguintes impactos:

- **Ruído:** a alteração do nível de ruído em relação à situação atual deverá ser mais intensa na fase de implantação quando do funcionamento de caminhões e máquinas pesadas. Na fase de operação, este efeito será localizado apenas em instalações como estações elevatórias de água ou esgotos;
- **Material particulado:** a liberação de material particulado na atmosfera é um efeito que será verificado na fase de implantação, devido a movimentação de caminhões e máquinas pesadas;
- **Odores:** a liberação de odores é um efeito da fase de operação, devido às unidades de tratamento de esgotos, que podem apresentar problemas operacionais, principalmente, nas lagoas de estabilização.

Para o fator ambiental **Paisagem** foi identificado o impacto relativo à alteração de relevo, o que poderá ser sentido nas intervenções que necessitem de movimento de terra como a implantação das lagoas de estabilização, não representando um impacto significativo em função do pequeno porte das intervenções.

4.3.2 Impactos Sobre o Meio Biótico

Em relação ao Meio Biótico foram considerados os seguintes fatores ambientais: Fauna Terrestre, Fauna Aquática, Flora Terrestre e Flora Aquática.

Para o fator ambiental **Flora Terrestre**, o impacto identificado foi a supressão da vegetação, por não se saber ainda o traçado preciso dos emissários, admite-se a possibilidade de supressão ou degradação da vegetação quando da instalação dos canteiros de obras, escavação de valas, etc..

Para o fator ambiental **Flora Aquática**, o impacto identificado foi a alteração de população, caracterizada pela flutuação do número de indivíduos de espécies vegetais aquáticas em função do lançamento de efluentes.

Para o fator ambiental **Fauna Terrestre**, o impacto identificado foi a supressão de habitats, este impacto é uma consequência da supressão de vegetação, caso venha esta a ocorrer.

Para o fator ambiental **Fauna Aquática**, impacto identificado foi a alteração de população, flutuação do número de indivíduos de espécies animais aquáticas, em função do lançamento de efluentes.

4.3.3 Impactos Sobre o Meio Antrópico

Em relação ao Meio Antrópico, foram considerados os seguintes fatores ambientais: Renda, Psicológicos e Saúde.

Para o fator ambiental **Renda**, impacto identificado foi o incremento de salário, partindo do pressuposto que haverá emprego da população local, mesmo que para execução dos serviços menos qualificados e portanto, de menor remuneração, o certo é que a contratação de pessoas provocará um adicional de renda, que será consumida de imediato no próprio município, representando um impacto positivo temporário.

Para o fator ambiental **Psicológicos**, foram identificados os seguintes impactos:

- **Qualidade de Vida:** este será diferentemente afetado a depender da fase da obra – implantação ou operação. Na implantação, as agressões provocadas pela poeira, pelos ruídos de máquinas, dos veículos, dos equipamentos, a entrada nas residências, a quebra de pisos e paredes, os impedimentos ao tráfego ou a circulação fora ou dentro das casas, tudo isso, provocará desconforto e uma queda na qualidade de vida das pessoas. Entrando em operação o sistema, pela diminuição de mosquitos e outros insetos, o impacto é positivo;
- **Consciência de Cidadania:** dispor de um serviço público, pagar por ele, pagar pelo seu uso, defender sua qualidade, sem dúvida compõem fatores educativos para a ação de cidadania consciente. A população, com o tempo, pode-se supor, passará a ser mais ativa, desvinculando-se das práticas clientelísticas, que hoje marcam sua relação com o poder. Por outro lado e secundariamente haverá um resgate da imagem do setor Público hoje bem desgastada junto à população.

Para o fator ambiental **Saúde**, impacto identificado foi o nível de salubridade da cidade que hoje é bastante comprometido pela ausência completa de sistema de saneamento. A observação, mesmo que rápida e superficial dos hábitos higiênicos das populações deixam claro quão pouco observadas são as regras mínimas de higiene. A intervenção, quando em operação, ao assegurar a reversão completa desse quadro, gerará forte impacto e por extensão, induzirá a mudança de hábitos higiênicos e melhores cuidados com a saúde.

4.4 RECOMENDAÇÕES

A identificação dos impactos ambientais, que se espera venham a ocorrer com a realização do empreendimento, foi realizada aqui com base na concepção de alternativas de soluções técnicas propostas para implantação do sistema de esgotamento sanitário. Passando da fase de concepção, para o projeto básico, convém apresentar recomendações, que possam ajudar na definição de alternativas compatíveis com a qualidade ambiental, elemento norteador do empreendimento. Recomenda-se, desta forma, a escolha de alternativas de soluções técnicas que busquem:

- Minimizar o consumo de energia elétrica;
- Reduzir ao mínimo (observados os limites de segurança) as extensões e profundidades dos dutos e tubulações;

- Interferir minimamente nas funções urbanas fundamentais, tais como: atividades produtivas, institucionais, sistema viário, áreas residenciais, etc.;
- Respeitar as áreas de preservação ambiental, de vegetação permanente, áreas de vegetação em estágios normais ou primitivos e em estágios avançados e médios de regeneração.

4.5 IMPACTOS AMBIENTAIS SEM A REALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

Revelaram-se de pequena monta os impactos negativos previsíveis sobre os meios físico e biótico, desde que se fizesse uso das alternativas de soluções técnicas propostas para implantação do sistema de esgotamento sanitário desta localidade. Além do mais, os impactos negativos são em sua grande maioria, temporários e reversíveis. Por outro lado, a não realização do empreendimento significa a manutenção de uma situação insalubre e comprometedora dos meios físico, biótico e antrópico, gradualmente agravada com o crescimento da população local. Prevêem-se, em contrapartida, impactos positivos sobre o meio antrópico com a implantação/operação do empreendimento. Espera-se, com o empreendimento, um forte impacto positivo sobre os níveis de salubridade, refletindo-se mais adiante nas estatísticas e indicadores sociais do conjunto da população local.

A não realização do empreendimento provocaria ainda um sério desgaste e descrédito generalizado do poder público e nas instituições governamentais, junto à população, de resto, já um tanto descrente quanto às suas atuações, com as seguintes conseqüências:

- **Política:** decai a credibilidade com relação aos governantes e da classe política em geral;
- **Psicológica:** diminui a consciência de cidadania e direito, para um retorno às práticas paternalistas;
- **Investimento:** cerceamento de iniciativas geradoras de renda.

5. ESCOLHA DA ALTERNATIVA

5. ESCOLHA DA ALTERNATIVA

Neste capítulo é feita a escolha da alternativa mais econômica para o sistema de esgotamento sanitário aqui estudado. Primeiramente é feita a estimativa de custos das unidades não comuns às diversas alternativas consideradas e, em seguida, são apresentados os resultados relativos às unidades escolhidas.

5.1 ESTIMATIVA DE CUSTOS

Os custos de implantação das unidades foram estimados a partir de seu pré-dimensionamento. No caso das estações elevatórias e seus respectivos emissários, essa estimativa incluiu a análise dos custos de operação (energia elétrica), para que se pudessem definir os diâmetros de recalque.

O método de análise adotado para este estudo foi o do Valor Atual que, para trabalhos da natureza deste, com alcance definido e população atendida constante para todas as alternativas, fornece resultados tão precisos quanto qualquer outro. Nos cálculos feitos, admitiu-se como alcance de projeto o ano de 2028, com um período de vida útil do sistema de 30 anos, o que é usualmente adotado em estudos como este. Quanto à taxa de juros, o valor adotado foi de 12% ao ano, por ser a prevista pela Constituição Brasileira e recomendada pela maioria dos órgãos financiadores internacionais.

Para uma série de custos anuais com taxa de crescimento uniforme, o fator de valor atual em um ano qualquer é dado pela expressão:

$$FVA(r,i,n) = \frac{1 - (1+r)^n (1+i)^{-n}}{1-r}$$

onde: *i* é a taxa de juros adotada (12% a.a.);
r a taxa de crescimento dos custos;
n o ano considerado.

Para custos pontuais num ano qualquer, essa expressão fica:

$$FVA(i,n) = \frac{1}{(1+i)^n}$$

Quanto aos custos unitários, sua estimativa foi feita de acordo com os critérios apresentados na sequência.

5.1.1 Sistema de Transporte

Para o estudo das alternativas de recalque que aqui foi feito para cada estação elevatória, foram considerados apenas os custos referentes aos emissários para definição de seus diâmetros. Isto porque as demais unidades não sofrem alterações significativas com a variação desses diâmetros e os únicos custos que deverão ser considerados são os não comuns a todas as hipóteses analisadas. Aqui, os preços unitários para os diversos materiais e diâmetros foram fornecidos pelos fabricantes dos tubos. Pelas características do sistema, esse modelo econômico foi utilizado apenas na determinação do diâmetro econômico do emissário de recalque.

Para alternativa em estudo, foram avaliados, separadamente, os custos relativos aos emissários de recalque, aos coletores-troncos e à energia elétrica consumida ao longo do período de vida útil do sistema (valor presente em 30 anos). Os resultados são os seguintes:

ALTERNATIVA ÚNICA:

- Rede Coletora Bacia 1 R\$ 2.188.600,00;
- Rede Coletora Bacia 2 R\$ 177.356,00;
- Rede Coletora Bacia 3 R\$ 3.548.935,00;
- Estação Elevatória Bacia 1 R\$ 84.074,10;
- Estação Elevatória Bacia 2 R\$ 45.858,60;
- Estação Elevatória Bacia 3 R\$ 1.721.620,00;
- Emissário Bacia 1 R\$ 201.478,00;
- Emissário Bacia 2 R\$ 93.072,00;
- Emissário Bacia 3 R\$ 935.875,00;
- Valor Presente Energia EE 1..... R\$ 13.422,00;
- Valor Presente Energia EE 2..... R\$ 4.179,44;
- Valor Presente Energia EE 3..... R\$ 266.021,11;
- **Total da Alternativa..... R\$ 9.280.491,90.**

5.1.2 Sistema de Tratamento

Para efeito de estimativa de custos de comparação entre as alternativas de tratamento, as unidades consideradas foram, portanto, as seguintes, por sistema:

- **ETE com reator UASB seguido de lagoas de polimento**
 - Reator UASB..... 1 unidade;
 - Lagoas de maturação..... 1 unidade;
 - Área total necessária 170.000 m².
- **ETE com lagoa anaeróbia seguida de lagoas facultativa e de maturação**
 - Lagoa anaeróbia 1 unidade;
 - Lagoa facultativa 1 unidade;
 - Lagoa de maturação 1 unidade;
 - Área total necessária 400.000 m².
- **ETE com lagoa facultativa seguida de lagoa de maturação**
 - Lagoa facultativa 1 unidade;
 - Lagoa de maturação 1 unidade;
 - Área total necessária 400.000 m².

Os custos correspondentes a essas alternativas são os seguintes:

ALTERNATIVA 1:

- **Reator UASB**
 - Obras CivisR\$ 284.117,75;
 - Material hidráulico (15%).....R\$ 27.189,77;
 - **Total****R\$ 311.307,52.**
- **Lagoa de Maturação**
 - Obras CivisR\$ 745.672,65;
 - Material hidráulico (3%).....R\$ 22.370,18;
 - **Total****R\$ 768.042,83.**
- **Leito de Secagem**.....**R\$ 84.726,09.**
- **Custo Total da Alternativa 1****R\$ 1.164.076,44.**

ALTERNATIVA 2:

- **Lagoa Anaeróbia**
 - Obras CivisR\$ 256.229,27;
 - Material hidráulico (3%).....R\$ 7.686,88;
 - **Total****R\$ 263.916,15.**
- **Lagoa de Facultativa**
 - Obras CivisR\$ 349.527,83;
 - Material hidráulico (3%).....R\$ 10.485,83;
 - **Total****R\$ 360.013,66.**
- **Lagoa de Maturação**
 - Obras CivisR\$ 454.118,25;
 - Material hidráulico (3%).....R\$ 13.623,55;
 - **Total****R\$ 467.741,80.**
- **Custo Total da Alternativa 2****R\$ 1.091.671,61.**

ALTERNATIVA 3:

- **Lagoa de Facultativa**
 - Obras CivisR\$ 670.335,41;
 - Material hidráulico (3%).....R\$ 20.110,06;
 - **Total****R\$ 690.445,47.**
- **Lagoa de Maturação**
 - Obras CivisR\$ 532.692,36;
 - Material hidráulico (3%).....R\$ 15.980,77;
 - **Total****R\$ 548.673,13.**
- **Custo Total da Alternativa 3****R\$ 1.239.118,60.**

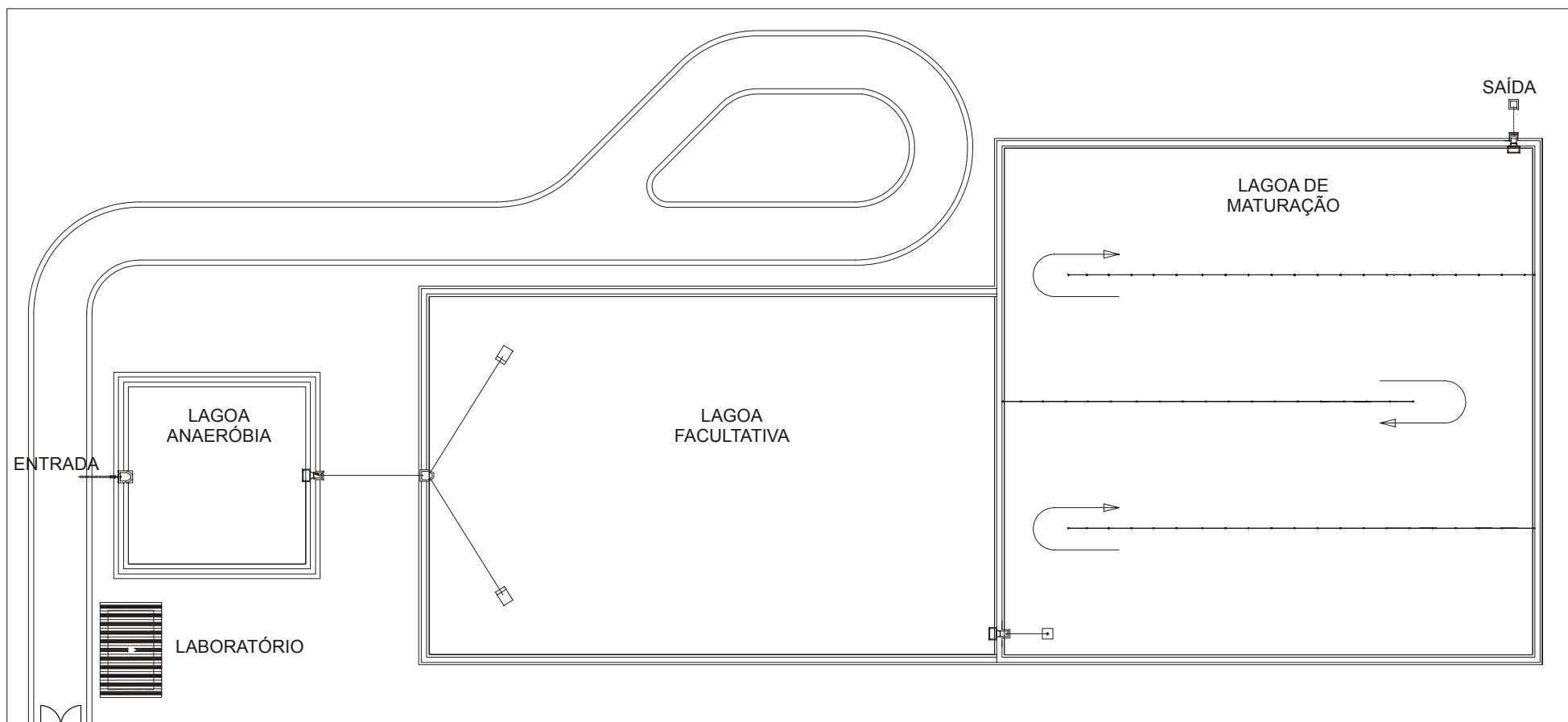
5.2 COMPARAÇÃO E SELEÇÃO DAS ALTERNATIVAS

Para as unidades de transporte, em se tratando de uma única alternativa, teve seus custos estimados no item anterior.

Para a unidade de tratamento, a alternativa mais econômica é a **Alternativa 2**, que corresponde a lagoa anaeróbia seguida de lagoas facultativa e de maturação.

A configuração final do sistema está representada, portanto, de forma esquemática na **Figura 5.1**.

Figura 5.1 – Esquema do Sistema de Tratamento Proposto



6. AVALIAÇÃO ECONÔMICA E FINANCEIRA DA ALTERNATIVA SELECIONADA

6. AVALIAÇÃO ECONÔMICA E FINANCEIRA DA ALTERNATIVA SELECIONADA

No presente Capítulo é feita a análise econômica da alternativa descrita anteriormente para este sistema de esgotamento sanitário. É importante salientar, no entanto, que, pela sua natureza, um sistema de esgotamento sanitário exerce um papel de grande importância em termos de garantir à população de um modo geral melhores condições de vida, ou seja, este sistema, visto como um serviço prestado pelo Estado, tem uma grande função social e não pode ter sua viabilidade financeira decidida apenas em função dos fluxos de caixa. Este tipo de análise, apenas financeira, foi utilizado por muito tempo como justificativa para a não implantação ou ampliação dos sistemas de esgotamento sanitário no país, daí os baixos índices de atendimento atualmente observados. O resultado disto é o que se observa atualmente nessas cidades, que é uma amostra do que ocorre em todo o país: baixo índice de atendimento por este serviço, meio ambiente poluído e contaminado por dejetos humanos e despejos industriais e a população exposta às doenças de veiculação hídrica, como já descrito em relatório anterior deste trabalho.

A abordagem e os procedimentos metodológicos aqui adotados procedem das orientações constantes do Estudo para Elaboração de Projetos de Esgotamento Sanitário com Base no Método da Avaliação Contingente, elaborado pela Secretaria de Política Urbana – SEPURB – do Ministério do Planejamento, no âmbito do Programa de Ação Social em Saneamento, financiado pelo Banco Interamericano de Desenvolvimento (Programa PASS-BIB). Os valores de custos das diversas unidades do sistema, que serviram de base para a avaliação econômica foram aqueles descritos nos capítulos anteriores.

Como já foi dito anteriormente, esta localidade não conta com sistema público de esgotamento sanitário e o que aqui se propõe é a implantação de um que atenda à totalidade da população local, até o ano 2028. Deste modo as condições de atendimento à população da cidade atual e de final de plano podem ser resumidas como mostrado na **Tabela 6.1**.

Tabela 6.1 – Atendimento do Sistema de Esgotos Com e Sem Projeto

População	Inicial (2008)	Final (2028)
Total	4.927	9.805
Atendida	0	9.805
Nº ligações	0	2.141
Capacidade (l/s)	0	8,17
Contribuição (l/s)	4,11	8,17

Para o desenvolvimento da avaliação econômica foram feitas as seguintes considerações principais:

- A transformação dos valores de preços de mercado em preços de eficiência foi realizada a partir dos seguintes valores de conversão:
 - Mão de obra não qualificada 0,48;
 - Mão de obra qualificada 0,79;
 - Máquinas e equipamentos 0,94;
 - Matérias importados 0,94;
 - Transportes 0,94;
 - Energia elétrica 1,18;
 - Impostos 0,94;
 - Outros 0,94.
- Os custos da energia elétrica aqui utilizados foram os mesmos descritos no Capítulo 2, quais sejam:
 - Demanda R\$ 54,38/kW.mês;
 - Consumo R\$ 0,15386/kWh.
- As proporções dos insumos para cada unidade do sistema foram as constantes da **Tabela 6.2**.

Tabela 6.2 – Proporção de Insumos na Composição de Cada Unidade do Sistema

Insumos	Rede / Ligações	Elevatórias / Emissários	ETE	Terrenos
MO não qualificada	26%	18%	20%	-
MO qualificada	7%	5%	5%	-
Máquinas e Equipamentos	30%	14%	3%	-
Mat. Nacionais	28%	56%	65%	-
Mat. Importados	3%	1%	1%	-
Transportes	1%	1%	1%	-
Impostos	5%	5%	5%	-
Terreno				100%
TOTAL	100%	100%	100%	100%

- Para efeito de cálculo, os custos de ampliação do sistema foram considerados anuais, com cada parcela correspondendo ao acréscimo de população do ano respectivo.

A partir dessas considerações, foram desenvolvidos os quadros resumos dos cálculos efetuados, conforme se apresenta adiante. A **Tabela 6.3** mostra a evolução do número de habitantes de famílias desta localidade, cujos valores foram considerados ao longo da análise.

Os custos de mercado e de eficiência estimados para a implantação deste sistema estão detalhados nas **Tabelas 6.4 e 6.5**, respectivamente.

Tabela 6.3 – Evolução da População e do Número de Domicílios

Ano	População	Nº de Hab. p/ Domicílios	Domicílios	Taxa de Cresc. Pop. (%a.a.)
2008	4.927	4,58	1076	
2009	5.100	4,58	1114	3,51
2010	5.278	4,58	1152	3,49
2011	5.463	4,58	1193	3,51
2012	5.654	4,58	1234	3,50
2013	5.852	4,58	1278	3,50
2014	6.057	4,58	1322	3,50
2015	6.269	4,58	1.369	3,50
2016	6.489	4,58	1.417	3,51
2017	6.716	4,58	1.466	3,50
2018	6.951	4,58	1.518	3,50
2019	7.194	4,58	1.571	3,50
2020	7.446	4,58	1.626	3,50
2021	7.706	4,58	1.683	3,49
2022	7.976	4,58	1.741	3,50
2023	8.255	4,58	1.802	3,50
2024	8.544	4,58	1.866	3,50
2025	8.843	4,58	1.931	3,50
2026	9.153	4,58	1.998	3,51
2027	9.473	4,58	2.068	3,50
2028	9.805	4,58	2.141	3,50

Tabela 6.4 – Custos de Implantação do Sistema por Componente e por Item de Custo, em Reais, com Preços de Mercado

Unidade	Custo							
	MONQ	MOQ	Maq&Equi	Mat.Nac.	Mat.Imp.	Transp.	Impostos	Total
Rede Coletora/Ligações	772.779	208.056	891.668	832.223	89.167	29.722	148.611	2.972.226
Estações elevatórias	221.477	61.521	172.260	689.038	12.304	12.304	61.521	1.230.425
Emissários de recalque	329.287	91.469	256.112	1.024.449	18.294	18.294	91.469	1.829.373
Tratamento	367.295	91.824	55.094	1.193.710	18.365	18.365	91.824	1.836.477
TOTAL	1.690.838	452.870	1.375.134	3.739.420	138.130	78.685	393.425	7.868.500

Tabela 6.5 – Custos de Implantação do Sistema por Componente e por Item de Custo, em Reais, com Preços de Eficiência

Unidade	Custo							
	MONQ	MOQ	Maq&Equi	Mat.Nac.	Mat.Imp.	Transp.	Impostos	Total
Rede Coletora/Ligações	370.934	164.364	838.168	782.290	83.817	27.939	139.695	2.407.205
Estações elevatórias	106.309	48.602	161.924	647.696	11.566	11.566	57.830	1.045.492
Emissários de recalque	158.058	72.260	240.745	962.982	17.196	17.196	85.981	1.554.418
Tratamento	176.302	72.541	51.789	1.122.087	17.263	17.263	86.314	1.543.558
TOTAL	811.602	357.767	1.292.626	3.515.055	129.842	73.964	369.820	6.550.674

As atividades previstas resultaram em um custo direto de implantação imediata estimado em R\$ 7.868.500,00 em preços de mercado, o que equivale a R\$ 6.550.675,00 em preços de eficiência. Deste total, o componente de maior participação é o Rede Coletora e Ligações, cujo custo de implantação na primeira etapa, corresponde a 38% de todo o investimento.

Por outro lado, a desagregação das inversões totais por item de custo mostra que os mais relevantes são os correspondentes aos materiais e aos equipamentos, que, juntos, respondem por cerca de 75,37% do total.

Neste sistema, os custos de ampliação se referem à construção de novos trechos de rede coletora para atender ao acréscimo da população. Como foi dito acima, aqui, para efeito de apropriação de custo, foi considerado que essa ampliação se dará de forma contínua, com os investimentos correspondentes concentrados no início do ano respectivo. Os custos de mercado e de eficiência estimados para essa ampliação estão detalhados nas **Tabelas 6.6 e 6.7**, respectivamente.

Os custos fixos de operação-administração-manutenção – OAM – incluem o pagamento de funcionários não qualificado a serem contratados pela operadora do sistema, a energia elétrica a ser gasta com os equipamentos das diversas unidades, a depreciação das obras civis, dos materiais e dos equipamentos utilizados, assim como os custos gerais de administração e de manutenção.

Para o cálculo da depreciação foram utilizadas duas taxas distintas: uma para as obras civis e materiais hidráulicos, correspondente a 2% a.a. e outra para os equipamentos, igual a 5% a.a.. Os custos gerais de administração e manutenção foram estimados como correspondente a 10% da soma dos demais itens (energia, pessoal e depreciação). As **Tabelas 6.8 e 6.9** mostram a evolução prevista para esses custos ao longo do período considerado, em preços de mercado e de eficiência, respectivamente.

Esses quadros estão resumidos na **Tabela 6.10**, por componente do sistema. Ali pode ser visto que os custos de implantação correspondem a 66,88% do total previsto, para que o sistema aqui proposto possa atender à esta localidade de forma satisfatória. Os custos fixos de OAM absorvem 8,03% do total, ficando os 25,09% restantes para as obras de ampliação. Todos esses custos estão referidos ao ano de 2008.

Tabela 6.6 – Custos de Ampliação do Sistema por Item de Custo, em Reais, com Preços de Mercado

Ano	População		Custo								Valor Presente
	Total	Incremental	MONQ	MOQ	Maq&Equi	Mat.Nac.	Mat.Imp.	Transp.	Impostos	Total	
2008	4.927										
2009	5.100	173	27.134	7.305	31.309	29.222	3.131	1.044	5.218	104.363	93.181
2010	5.278	178	27.919	7.517	32.214	30.066	3.221	1.074	5.369	107.379	85.602
2011	5.463	185	29.016	7.812	33.481	31.248	3.348	1.116	5.580	111.602	79.436
2012	5.654	191	29.958	8.065	34.566	32.262	3.457	1.152	5.761	115.221	73.225
2013	5.852	198	31.055	8.361	35.833	33.444	3.583	1.194	5.972	119.444	67.776
2014	6.057	205	32.153	8.657	37.100	34.627	3.710	1.237	6.183	123.667	62.653
2015	6.269	212	33.251	8.952	38.367	35.809	3.837	1.279	6.394	127.890	57.851
2016	6.489	220	34.506	9.290	39.815	37.160	3.981	1.327	6.636	132.716	53.602
2017	6.716	227	35.604	9.586	41.082	38.343	4.108	1.369	6.847	136.938	49.381
2018	6.951	235	36.859	9.924	42.529	39.694	4.253	1.418	7.088	141.764	45.644
2019	7.194	243	38.113	10.261	43.977	41.045	4.398	1.466	7.330	146.590	42.141
2020	7.446	252	39.525	10.641	45.606	42.566	4.561	1.520	7.601	152.020	39.020
2021	7.706	260	40.780	10.979	47.054	43.917	4.705	1.568	7.842	156.846	35.945
2022	7.976	270	42.348	11.401	48.863	45.606	4.886	1.629	8.144	162.878	33.328
2023	8.255	279	43.760	11.782	50.492	47.126	5.049	1.683	8.415	168.307	30.749
2024	8.544	289	45.328	12.204	52.302	48.815	5.230	1.743	8.717	174.340	28.439
2025	8.843	299	46.897	12.626	54.112	50.504	5.411	1.804	9.019	180.373	26.270
2026	9.153	310	48.622	13.091	56.102	52.362	5.610	1.870	9.350	187.008	24.318
2027	9.473	320	50.191	13.513	57.912	54.051	5.791	1.930	9.652	193.041	22.413
2028	9.805	332	52.073	14.020	60.084	56.078	6.008	2.003	10.014	200.280	20.762

Tabela 6.7 – Custos de Ampliação do Sistema por Item de Custo, em Reais, com Preços de Eficiência

Ano	População		Custo								Valor Presente
	Total	Incremental	MONQ	MOQ	Maq&Equi	Mat.Nac.	Mat.Imp.	Transp.	Impostos	Total	
2008	4.927										
2009	5.100	173	13.024	5.771	29.430	27.468	2.943	981	4.905	84.523	75.467
2010	5.278	178	13.401	5.938	30.281	28.262	3.028	1.009	5.047	86.966	69.329
2011	5.463	185	13.928	6.172	31.472	29.374	3.147	1.049	5.245	90.386	64.335
2012	5.654	191	14.380	6.372	32.492	30.326	3.249	1.083	5.415	93.318	59.305
2013	5.852	198	14.907	6.605	33.683	31.438	3.368	1.123	5.614	96.738	54.892
2014	6.057	205	15.434	6.839	34.874	32.549	3.487	1.162	5.812	100.158	50.743
2015	6.269	212	15.961	7.072	36.065	33.661	3.606	1.202	6.011	103.578	46.853
2016	6.489	220	16.563	7.339	37.426	34.931	3.743	1.248	6.238	107.486	43.412
2017	6.716	227	17.090	7.573	38.617	36.042	3.862	1.287	6.436	110.906	39.994
2018	6.951	235	17.692	7.840	39.978	37.312	3.998	1.333	6.663	114.815	36.967
2019	7.194	243	18.294	8.106	41.338	38.583	4.134	1.378	6.890	118.724	34.130
2020	7.446	252	18.972	8.407	42.870	40.012	4.287	1.429	7.145	123.121	31.602
2021	7.706	260	19.574	8.674	44.230	41.282	4.423	1.474	7.372	127.029	29.112
2022	7.976	270	20.327	9.007	45.932	42.870	4.593	1.531	7.655	131.915	26.992
2023	8.255	279	21.005	9.307	47.463	44.299	4.746	1.582	7.910	136.312	24.904
2024	8.544	289	21.758	9.641	49.164	45.886	4.916	1.639	8.194	141.198	23.032
2025	8.843	299	22.510	9.975	50.865	47.474	5.087	1.696	8.478	146.084	21.276
2026	9.153	310	23.339	10.342	52.736	49.221	5.274	1.758	8.789	151.458	19.696
2027	9.473	320	24.091	10.675	54.438	50.808	5.444	1.815	9.073	156.344	18.153
2028	9.805	332	24.995	11.075	56.479	52.714	5.648	1.883	9.413	162.207	16.815

Tabela 6.8 – Custos Fixos de Operação, Administração e Manutenção do Sistema, por Item de Custo, em Reais, com Preços de Mercado

Ano	Energia	MO não Qualificada	Depreciação	Custos Gerais	Total
2008					
2009	248.455	14.940	3.027	26.642	293.063
2010	248.455	14.940	3.114	26.651	293.159
2011	248.455	14.940	3.236	26.663	293.294
2012	248.455	14.940	3.341	26.674	293.410
2013	248.455	14.940	3.464	26.686	293.544
2014	248.455	14.940	3.586	26.698	293.679
2015	248.455	14.940	3.709	26.710	293.814
2016	248.455	14.940	3.849	26.724	293.968
2017	248.455	14.940	3.971	26.737	294.102
2018	248.455	14.940	4.111	26.751	294.256
2019	248.455	14.940	4.251	26.765	294.410
2020	248.455	14.940	4.409	26.780	294.583
2021	248.455	14.940	4.549	26.794	294.737
2022	248.455	14.940	4.723	26.812	294.930
2023	248.455	14.940	4.881	26.828	295.103
2024	248.455	14.940	5.056	26.845	295.295
2025	248.455	14.940	5.231	26.863	295.488
2026	248.455	14.940	5.423	26.882	295.700
2027	248.455	14.940	5.598	26.899	295.892
2028	248.455	14.940	5.808	26.920	296.123

Tabela 6.9 – Custos Fixos de Operação, Administração e Manutenção do Sistema, por Item de Custo, em Reais, com Preços de Eficiência

Ano	Energia	MO não Qualificada	Depreciação	Custos Gerais	Total	Valor Presente
2008						
2009	293.176	7.171	2.845	25.044	328.236	293.068
2010	293.176	7.171	2.927	25.052	328.327	261.740
2011	293.176	7.171	3.042	25.063	328.453	233.786
2012	293.176	7.171	3.141	25.073	328.562	208.807
2013	293.176	7.171	3.256	25.085	328.688	186.507
2014	293.176	7.171	3.371	25.096	328.815	166.588
2015	293.176	7.171	3.486	25.108	328.942	148.796
2016	293.176	7.171	3.618	25.121	329.086	132.912
2017	293.176	7.171	3.733	25.132	329.213	118.717
2018	293.176	7.171	3.864	25.146	329.358	106.044
2019	293.176	7.171	3.996	25.159	329.502	94.724
2020	293.176	7.171	4.144	25.173	329.665	84.617
2021	293.176	7.171	4.276	25.187	329.810	75.584
2022	293.176	7.171	4.440	25.203	329.991	67.523
2023	293.176	7.171	4.588	25.218	330.154	60.318
2024	293.176	7.171	4.753	25.234	330.334	53.885
2025	293.176	7.171	4.917	25.251	330.515	48.138
2026	293.176	7.171	5.098	25.269	330.714	43.006
2027	293.176	7.171	5.262	25.285	330.895	38.419
2028	293.176	7.171	5.460	25.305	331.112	34.325

Tabela 6.10 – Distribuição dos Custos Totais do Sistema por Componente, em Reais, com Preços de Eficiência

Tipo de Custo e Componente do Sistema	Valor (R\$)	Particip. (%)
1. Custos de implantação		
Rede coletora/ligações domiciliares	2.407.205	24,58
Estações elevatórias	1.045.492	10,67
Emissários de recalque	1.554.418	15,87
Tratamento	1.543.558	15,76
Sub-Total 1	6.550.674	66,88
2. Custos de ampliação (valor presente)	787.010	8,03
Sub-Total 2	787.010	8,03
3. Custos de OAM (valor presente)		
Custos fixos	2.457.504	25,09
Custos variáveis	0	0,00
Sub-Total 3	2.457.504	25,09
TOTAL	9.795.189	100,00

Com base nesses valores, e na atualização do número de famílias possíveis de serem beneficiadas pelo sistema, no horizonte de projeto, e à taxa de desconto de 12% ao ano, foi feita uma estimativa de alguns indicadores de referência de custos, conforme se mostra na **Tabela 6.11**.

Tabela 6.11 – Indicadores de Referência de Custo do Sistema Proposto

Indicadores	Valor
Coefficiente custo/eficiência (Real/vpfamília)	942,04
Coefficiente inversões (Real/vpfamília)	630,00
Coefficiente rede (Real/vpfamília)	307,20
Inversões por família, etapa inicial (Real/vpfamília)	5.882,76
Vp famílias	10.398
Custo da rede por família, etapa inicial (Real/família)	2.161,76

Uma vez definidos os valores acima referentes aos custos de implantação, ampliação e OAM para este sistema de esgotamento sanitário, a análise econômica pelo método da avaliação contingente pôde ser realizada após a definição de um parâmetro característico, que é a Disposição a Pagar – DAP – relativo à população local. Neste trabalho, o valor da DAP foi definido como um percentual da renda média familiar da cidade. De acordo com a Organização Mundial da Saúde – OMS – o comprometimento de renda de famílias pobres com o pagamento pelo serviço de coleta e tratamento de esgotos não deve ultrapassar 2% de sua renda média. Neste caso, foi considerada uma renda média familiar mensal de 1,5 salários mínimos, ou seja, de R\$ 622,50, segundo indicação de alguns estudos pesquisados. Com isto, o valor da DAP adotado foi de R\$ 12,45. Nestas condições, a avaliação benefício-custo para este sistema é a apresentada na **Tabela 6.12**.

**Tabela 6.12 – Avaliação Benefício-Custo do Sistema de Esgotamento Sanitário para Serra do Ramalho,
com DAP de R\$ 12,45, com Preços de Eficiência**

Ano	Nº de Famílias	Benefício (R\$)	Custos Impl. OAM (R\$)	Benefício - Custo	Valor Presente OAM (R\$)	Valor Presente Inversões (R\$)	Valor Presente Custo Total (R\$)	Valor Presente Benefício Total (R\$)
2008	1.076		6.550.674,45	-6.550.674,45	2.457.504,27	787.010,04	3.244.514,31	1.553.443,81
2009	1.114	166.362,45	412.759,41	-246.396,97	293.067,91	75.467,28		148.537,90
2010	1.152	172.168,82	415.292,73	-243.123,91	261.739,88	69.328,94		137.251,93
2011	1.193	178.203,54	418.839,38	-240.635,84	233.786,45	64.335,14		126.841,76
2012	1.234	184.433,97	421.879,36	-237.445,38	208.806,88	59.305,08		117.211,12
2013	1.278	190.892,75	425.426,00	-234.533,25	186.506,56	54.891,57		108.317,67
2014	1.322	197.579,87	428.972,64	-231.392,78	166.587,87	50.743,02		100.100,11
2015	1.369	204.495,33	432.519,29	-228.023,96	148.796,45	46.853,31		92.503,30
2016	1.417	211.671,75	436.572,60	-224.900,85	132.912,42	43.411,93		85.490,67
2017	1.466	219.076,51	440.119,24	-221.042,73	118.717,46	39.993,95		79.001,18
2018	1.518	226.742,23	444.172,55	-217.430,32	106.044,33	36.967,34		73.004,93
2019	1.571	234.668,91	448.225,85	-213.556,95	94.724,04	34.130,18		67.461,70
2020	1.626	242.889,17	452.785,82	-209.896,65	84.616,82	31.602,02		62.343,60
2021	1.683	251.370,39	456.839,13	-205.468,74	75.583,90	29.111,84		57.607,61
2022	1.741	260.177,82	461.905,77	-201.727,95	67.522,64	26.992,43		53.237,54
2023	1.802	269.278,82	466.465,74	-197.186,92	60.317,81	24.903,73		49.196,23
2024	1.866	278.706,03	471.532,37	-192.826,34	53.884,70	23.032,45		45.462,99
2025	1.931	288.459,43	476.599,00	-188.139,57	48.137,68	21.276,27		42.012,48
2026	1.998	298.571,66	482.172,30	-183.600,64	43.005,95	19.695,54		38.826,14
2027	2.068	309.010,09	487.238,94	-178.228,85	38.419,17	18.152,57		35.878,17
2028	2.141	319.839,96	493.318,90	-173.478,94	34.325,33	16.815,44		33.156,77
Valor Líquido Final (R\$)								-1.691.070,50
Taxa Interna de Retorno (%)								-5,68

Da análise da Tabela 6.12 é possível concluir que, para a DAP aqui considerada, o valor líquido final do empreendimento, uma vez negativo, não recupera o custo do capital investido, visto que a taxa interna de retorno, -5,68% a.a., é bem inferior à taxa de juros considerada que é de 12,00% a.a.. Para tornar este sistema viável apenas do ponto de vista econômico, a DAP deveria ser de R\$ 48,98 por família, por mês, como pode ser visto na **Tabela 6.13**. Tal valor pode ser considerado elevado para os padrões de renda da população local, uma vez que representa 12,60% da renda média aqui considerada, que é de R\$ 622,50 por mês.

. Tal valor pode ser considerado elevado para os padrões de renda da população local, uma vez que representa 5,66% da renda média aqui considerada, que é de R\$ 622,50 por mês.

Não obstante esta conclusão, a viabilidade deste empreendimento é assegurada por outros benefícios advindos de melhorias nas condições sócio-ambientais do local, o que não é contemplado por este método de análise. Com efeito, poucas vezes são levados em consideração os inúmeros benefícios não econômicos decorrentes da implantação de sistemas dessa natureza. É fato conhecido, por sinal, que cada real investido em serviços de saneamento representa uma economia de cinco reais nos serviços de saúde.

De fato, o principal benefício dos programas de abastecimento de água e esgotamento sanitário se refere à redução da morbimortalidade e de uma série de infecções. Assim, as diarreias bacterianas, a cólera epidêmica e a febre tifóide, transmitidas principalmente pela água de beber, são mais efetivamente prevenidas através de medidas que assegurem sua qualidade.

O esgotamento sanitário constitui, portanto, uma das mais importantes medidas preventivas de enfermidades, uma vez que os organismos patogênicos causadores da maior parte dos transtornos relacionados com a água e as más condições de higiene se encontram nas fezes ou urinas das pessoas infectadas. Em consequência, a eliminação adequada dos esgotos, de maneira a impedir o contato de forma direta ou indireta com o homem, reduz consideravelmente a possibilidade de transmissão dessas enfermidades. Isto é particularmente válido para a maioria das parasitoses por vermes.

Assim, à guisa de conclusão, pode-se afirmar que a implantação do sistema de esgotamento sanitário de Serra do Ramalho é plenamente justificável, à luz dos benefícios macroeconômicos advindos, pelo fato de proporcionar condições salubres adequadas à população, e também de possibilitar condições ambientais compatíveis com as preconizadas pelo Programa de Revitalização do Rio São Francisco.

**Tabela 6.13 – Avaliação Benefício-Custo do Sistema de Esgotamento Sanitário para Serra do Ramalho,
com DAP de R\$ 48,98, com Preços de Eficiência**

Ano	Nº de Famílias	Benefício (R\$)	Custos Impl. OAM (R\$)	Benefício - Custo	Valor Presente OAM (R\$)	Valor Presente Inversões (R\$)	Valor Presente Custo Total (R\$)	Valor Presente Benefício Total (R\$)
2008	1.076		6.550.674,45	-6.550.674,45	2.457.504,27	787.010,04	3.244.514,31	9.794.806,33
2009	1.114	1.048.951,97	412.759,41	636.192,55	293.067,91	75.467,28		936.564,25
2010	1.152	1.085.562,45	415.292,73	670.269,71	261.739,88	69.328,94		865.403,74
2011	1.193	1.123.612,66	418.839,38	704.773,29	233.786,45	64.335,14		799.765,30
2012	1.234	1.162.896,94	421.879,36	741.017,59	208.806,88	59.305,08		739.042,03
2013	1.278	1.203.620,96	425.426,00	778.194,96	186.506,56	54.891,57		682.966,86
2014	1.322	1.245.784,72	428.972,64	816.812,07	166.587,87	50.743,02		631.153,31
2015	1.369	1.289.388,21	432.519,29	856.868,92	148.796,45	46.853,31		583.253,74
2016	1.417	1.334.637,12	436.572,60	898.064,52	132.912,42	43.411,93		539.037,55
2017	1.466	1.381.325,76	440.119,24	941.206,53	118.717,46	39.993,95		498.119,92
2018	1.518	1.429.659,83	444.172,55	985.487,28	106.044,33	36.967,34		460.312,20
2019	1.571	1.479.639,30	448.225,85	1.031.413,45	94.724,04	34.130,18		425.360,94
2020	1.626	1.531.469,87	452.785,82	1.078.684,04	84.616,82	31.602,02		393.090,17
2021	1.683	1.584.945,85	456.839,13	1.128.106,72	75.583,90	29.111,84		363.228,68
2022	1.741	1.640.478,60	461.905,77	1.178.572,84	67.522,64	26.992,43		335.674,42
2023	1.802	1.697.862,45	466.465,74	1.231.396,71	60.317,81	24.903,73		310.193,12
2024	1.866	1.757.303,06	471.532,37	1.285.770,69	53.884,70	23.032,45		286.654,19
2025	1.931	1.818.800,44	476.599,00	1.342.201,43	48.137,68	21.276,27		264.897,99
2026	1.998	1.882.560,26	482.172,30	1.400.387,96	43.005,95	19.695,54		244.807,36
2027	2.068	1.948.376,86	487.238,94	1.461.137,92	38.419,17	18.152,57		226.219,76
2028	2.141	2.016.661,57	493.318,90	1.523.342,67	34.325,33	16.815,44		209.060,78
Valor Líquido Final (R\$)								6.550.292,02
Taxa Interna de Retorno (%)								12,00

7. MEMÓRIA DE CÁLCULO

7. MEMÓRIA DE CÁLCULO

7.1 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA EE-1

7.1.1 Estudo Econômico de Emissário de Recalque

Sistema: **Serra do Ramalho**

Vazão de Recalque (l/s):	12,74		
Extensão da Linha (m):	330,00		
Cota do NA de Montante:	-1,17		
Cota do NA de jusante:	5,30		
Altura Geométrica (m):	6,47		
Rugosidade (mm):	0,08	0,08	0,08
Diâmetros Estudados (mm):	100	150	200
Velocidades Médias (m/s):	1,62	0,72	0,41
Perdas de carga (m.c.a.)			
. Localizadas (10.V ² /2.g):	0,83	0,37	0,21
. Distribuídas (j.L):	9,15	1,19	0,28
. Total:	9,98	1,55	0,49
Altura Manométrica (m.c.a.):	16,45	8,02	6,96
Potência (kW):	2,94	1,43	1,24
Custo das Tubulações (R\$):			
. Unitário	211,28	254,77	291,80
. Total	69.722,40	84.074,10	96.294,00
Valor Presente dos			
Custos de Energia (R\$):	27.516,43	13.422,65	11.645,70
Custo da Alternativa (R\$):	97.238,83	97.496,75	107.939,70
Diâmetro Escolhido:	100 mm		
Diâm. Col. de chegada (mm):			
Cota Terreno chegada (m):			
Cota Coletor chegada (m):			
k*RAIZ(Q)	135,422		

7.1.2 Cálculo do Valor Presente dos Custos de Energia

Taxa de Crescimento $r(\% \text{ a.a.}) = 1,26$
 Taxa de Juros $i(\% \text{ a.a.}) = 12,00$
 Tarifas de Energia Elétrica
 . Demanda (R\$/kW.mês) $C_d = 54,38$
 . Consumo (R\$/kWh) $C_c = 0,15386$

ANO	VAZÃO (l/s)	PERÍODO DE FUNCION. (FRAÇ.DIA)	CUSTO ANUAL DE ENERGIA		
			DIÂMETROS ESTUDADOS		
			100	150	200
2006	6,98				
2007	7,07	0,79	3.122,96	1.523,39	1.321,72
2008	7,16	0,80	3.162,16	1.542,52	1.338,31
2009	7,25	0,81	3.201,85	1.561,88	1.355,11
2010	7,34	0,82	3.242,04	1.581,48	1.372,12
2011	7,43	0,83	3.282,73	1.601,33	1.389,34
2012	7,52	0,84	3.323,93	1.621,43	1.406,78
2013	7,62	0,85	3.365,65	1.641,78	1.424,44
2014	7,71	0,86	3.407,90	1.662,39	1.442,32
2015	7,81	0,87	3.450,68	1.683,26	1.460,42
2016	7,91	0,88	3.493,99	1.704,38	1.478,75
2017	8,01	0,89	3.537,84	1.725,78	1.497,31
2018	8,11	0,91	3.582,25	1.747,44	1.516,10
2019	8,21	0,92	3.627,21	1.769,37	1.535,13
2020	8,31	0,93	3.672,74	1.791,58	1.554,40
2021	8,42	0,94	3.718,84	1.814,07	1.573,91
2022	8,52	0,95	3.765,52	1.836,84	1.593,67
2023	8,63	0,96	3.812,78	1.859,89	1.613,67
2024	8,74	0,98	3.860,64	1.883,24	1.633,93
2025	8,85	0,99	3.909,10	1.906,88	1.654,44
2026	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2027	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2028	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2029	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2030	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2031	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2032	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2033	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2034	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2035	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2036	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2037	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
2038	8,96	1,00	3.958,16	1.930,81	1.675,20
Valor Presente dos Custos de Energia			27.516,43	13.422,65	11.645,70

7.2 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA EE-2

7.2.1 Estudo Econômico de Emissário de Recalque

Sistema: **Serra do Ramalho**

Vazão de Recalque (l/s):	4,72		
Extensão da Linha (m):	180,00		
Cota do NA de Montante:	-1,17		
Cota do NA de jusante:	5,30		
Altura Geométrica (m):	6,47		
Rugosidade (mm):	0,08	0,08	0,08
Diâmetros Estudados (mm):	100	150	200
Velocidades Médias (m/s):	0,60	0,27	0,15
Perdas de carga (m.c.a.)			
. Localizadas (10.V ² /2.g):	0,31	0,14	0,08
. Distribuídas (j.L):	0,76	0,10	0,03
. Total:	1,07	0,24	0,10
Altura Manométrica (m.c.a.):	7,54	6,71	6,57
Potência (kW):	0,50	0,44	0,43
Custo das Tubulações (R\$):			
. Unitário	211,28	254,77	291,80
. Total	38.030,40	45.858,60	52.524,00
Valor Presente dos			
Custos de Energia (R\$):	4.695,36	4.179,44	4.093,96
Custo da Alternativa (R\$):	42.725,76	50.038,04	56.617,96
Diâmetro Escolhido:	100 mm		
Diâm. Col. de chegada (mm):			
Cota Terreno chegada (m):			
Cota Coletor chegada (m):			
k*RAIZ(Q)	82,443		

7.2.2 Cálculo do Valor Presente dos Custos de Energia

Taxa de Crescimento $r(\% \text{ a.a.}) = 1,21$
 Taxa de Juros $i(\% \text{ a.a.}) = 12,00$
 Tarifas de Energia Elétrica
 . Demanda (R\$/kW.mês) $C_d = 54,38$
 . Consumo (R\$/kWh) $C_c = 0,15386$

ANO	VAZÃO (l/s)	PERÍODO DE FUNCION. (FRAÇ.DIA)	CUSTO ANUAL DE ENERGIA		
			DIÂMETROS ESTUDADOS		
			100	150	200
2006	0,57				
2007	0,58	0,80	534,51	475,78	466,05
2008	0,58	0,80	541,00	481,56	471,71
2009	0,59	0,81	547,57	487,40	477,43
2010	0,60	0,82	554,21	493,32	483,23
2011	0,61	0,83	560,94	499,31	489,09
2012	0,61	0,84	567,75	505,37	495,03
2013	0,62	0,85	574,64	511,50	501,04
2014	0,63	0,87	581,62	517,71	507,12
2015	0,64	0,88	588,68	523,99	513,28
2016	0,64	0,89	595,82	530,35	519,51
2017	0,65	0,90	603,05	536,79	525,81
2018	0,66	0,91	610,37	543,31	532,20
2019	0,67	0,92	617,78	549,90	538,66
2020	0,67	0,93	625,28	556,58	545,19
2021	0,68	0,94	632,87	563,33	551,81
2022	0,69	0,95	640,55	570,17	558,51
2023	0,70	0,96	648,33	577,09	565,29
2024	0,71	0,98	656,20	584,10	572,15
2025	0,72	0,99	664,16	591,19	579,09
2026	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2027	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2028	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2029	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2030	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2031	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2032	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2033	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2034	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2035	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2036	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2037	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
2038	0,73	1,00	672,22	598,36	586,12
Valor Presente dos Custos de Energia			4.695,36	4.179,44	4.093,96

7.3 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA EE-FINAL

7.3.1 Estudo Econômico de Emissário de Recalque

Sistema: **Serra do Ramalho**

Vazão de Recalque (l/s):	48,90		
Extensão da Linha (m):	5.900,00		
Cota do NA de Montante:	-1,17		
Cota do NA de jusante:	5,30		
Altura Geométrica (m):	6,47		
Rugosidade (mm):	0,08	0,08	0,08
Diâmetros Estudados (mm):	150	200	250
Velocidades Médias (m/s):	2,77	1,56	1,00
Perdas de carga (m.c.a.)			
. Localizadas (10.V ² /2.g):	1,41	0,79	0,51
. Distribuídas (j.L):	279,16	64,44	20,91
. Total:	280,57	65,23	21,42
Altura Manométrica (m.c.a.):	287,04	71,70	27,89
Potência (kW):	196,77	49,15	19,12
Custo das Tubulações (R\$):			
. Unitário	254,77	291,80	342,00
. Total	1.503.143,00	1.721.620,00	2.017.800,00
Valor Presente dos			
Custos de Energia (R\$):	2.099.263,24	266.021,11	103.473,75
Custo da Alternativa (R\$):	3.602.406,24	1.987.641,11	2.121.273,75
Diâmetro Escolhido:	200 mm		
Diâm. Col. de chegada (mm):			
Cota Terreno chegada (m):			
Cota Coletor chegada (m):			
k*RAIZ(Q)	265,357		

7.3.2 Cálculo do Valor Presente dos Custos de Energia

Taxa de Crescimento $r(\% \text{ a.a.}) = 6,66$
 Taxa de Juros $i(\% \text{ a.a.}) = 12,00$
 Tarifas de Energia Elétrica
 . Demanda (R\$/kW.mês) $C_d = 54,38$
 . Consumo (R\$/kWh) $C_c = 0,15386$

ANO	VAZÃO (l/s)	PERÍODO DE FUNCION. (FRAÇ.DIA)	CUSTO ANUAL DE ENERGIA		
			DIÂMETROS ESTUDADOS		
			100	150	200
2006	11,58				
2007	12,35	0,29	206.289,73	19.456,41	7.567,92
2008	13,17	0,31	211.478,07	20.752,37	8.072,01
2009	14,05	0,33	217.012,00	22.134,67	8.609,68
2010	14,99	0,36	222.914,54	23.609,03	9.183,16
2011	15,99	0,38	229.210,24	25.181,60	9.794,84
2012	17,05	0,41	235.925,29	26.858,92	10.447,26
2013	18,19	0,43	243.087,61	28.647,96	11.143,14
2014	19,40	0,46	250.727,02	30.556,16	11.885,37
2015	20,69	0,49	258.875,27	32.591,47	12.677,05
2016	22,07	0,52	267.566,27	34.762,35	13.521,45
2017	23,54	0,56	276.836,17	37.077,83	14.422,10
2018	25,11	0,60	286.723,53	39.547,54	15.382,73
2019	26,78	0,64	297.269,47	42.181,75	16.407,36
2020	28,56	0,68	308.517,86	44.991,43	17.500,23
2021	30,46	0,72	320.515,49	47.988,26	18.665,90
2022	32,49	0,77	333.312,28	51.184,70	19.909,22
2023	34,66	0,82	346.961,44	54.594,05	21.235,35
2024	36,97	0,88	361.519,75	58.230,49	22.649,81
2025	39,43	0,94	377.047,78	62.109,16	24.158,49
2026	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2027	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2028	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2029	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2030	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2031	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2032	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2033	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2034	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2035	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2036	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2037	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
2038	42,05	1,00	393.610,11	66.246,17	25.767,65
Valor Presente dos Custos de Energia			2.099.263,24	266.021,11	103.473,75

7.4 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO – ALTERNATIVA 1

7.4.1 Planilha para Dimensionamento de Reatores UASB

DADOS BÁSICOS

.População atendida	P (hab) = 9.805
.Vazão afluyente média	Q (l/s) = 22,17
	Q (m ³ /dia) = 1.915,49
.Vazão afluyente máxima (bombeamento)	Q ₁ (m ³ /dia) = 2.621,38
	Q ₁ (l/s) = 30,34
.DQO afluyente	S ₀ (mg/l) = 600,00
.DBO afluyente	S ₀ (mg/l) = 276,42
.Concentração de Coliformes Fecais	
..Produção diária média <i>per capita</i>	CF (hab ⁻¹) = 4,00E+10
..Carga diária	CF (d ⁻¹) = 3,92E+14
..Concentração de coliformes	N ₀ (CF/m ³) = 2,05E+11
	N ₀ (CF/100 ml) = 2,05E+07
.Temperatura do esgoto	T (°C) = 22,00
.Tempo de detenção hidráulica	t (h) = 8,00
.Coeficiente de produção de sólidos	Y (kgSST/kgDQO) = 0,18
.Coeficiente de produção de sólidos, em termos de DQO	Y _{obs} (kgDQO _{lodo} /kgDQO) = 0,21
.Concentração esperada para o lodo de descarte	C (%) = 4,00
.Densidade do lodo	γ (kgSST/m ³) = 1.020,00

DIMENSIONAMENTO

.Carga afluyente média	L ₀ = S ₀ × Q _{méd}	
	L ₀ (kgDBO/dia) = 529,47	
.Volume total do reator	V = Q _{méd} × t	
	V (m ³) = 638,50	
.Número de módulos do reator	n = 2	
.Volume de cada módulo	V _u (m ³) = 319,25	
.Altura líquida do reator	h (m) = 5,00	
.Área de cada reator (Módulo)	A (m ²) = 63,85	
..Relação l/b	r = 1,60	
..Comprimento	l (m) = 10,11	
..Largura	b (m) = 6,32	
.Verificação das cargas aplicadas		
..Carga orgânica volumétrica	COV = $\frac{Q_{méd} \times S_0}{V}$	
	COV (kgDQO/m ³ .dia) = 1,80	
..Carga hidráulica volumétrica	CHV = $\frac{Q}{V}$	
	CHV (m ³ /m ³ .dia) = 3,00	(< 4 m ³ /m ³ .dia)
	CHV (m ³ /m ³ .dia) = 4,11	(< 6 m ³ /m ³ .dia)
.Verificação das velocidades superficiais		
	Para Q _{méd}	v (m/h) = 0,63 (< 0,7 m/h)
	Para Q _{máx}	v (m/h) = 0,86 (< 1,1 m/h)
.Sistema de distribuição do esgoto efluente		
..Nº de distribuidores ao longo do comprimento	n _d = 8	
..Distância entre distribuidores	l _d (m) = 1,26	
..Nº de distribuidores ao longo da largura	l _l = 5	
..Área de influência de cada distribuidor	a _d (m ²) = 1,60	(< 3,0 m ²)
.Remoção de DQO	E _{DQO} = 100 × (1 - 0,68 × t ^{-0,35})	
	E _{DQO} (%) = 67,16	
.Remoção de DBO	E _{DBO} = 100 × (1 - 0,70 × t ^{-0,50})	
	E _{DBO} (%) = 75,25	
.Estimativa das concentrações de DQO e de DBO no efluente final	S = S ₀ - $\frac{(E \times S_0)}{100}$	

..Concentração de DQO no efluente final	$S_{DQO} \text{ (mg/l)} = 197,05$	
..Concentração de DBO no efluente final	$S_{DBO} \text{ (mg/l)} = 68,41$	
..Avaliação da produção de metano	$DQO_{CH_4} = Q_{méd.} \cdot [(S_0 - S) - Y_{obs} \cdot S_0]$	
	$DQO_{CH_4} \text{ (kg/dia)} = 536,01$	
	$K(t) \text{ (kg/m}^3\text{)} = 2,64$	
	$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$	
	$Q_{CH_4} \text{ (m}^3\text{/dia)} = 202,74$	
..Avaliação da produção de biogás	$Q_{biogás} = \frac{Q_{CH_4}}{0,75}$	
	$Q_{biogás} \text{ (m}^3\text{/dia)} = 270,32$	
..Dimensionamento dos coletores de gases		
..Nº de coletores por reator	$n_c = 4$	
..Comprimento de cada coletor	$C_g \text{ (m)} = 6,32$	
..Comprimento total de coletor	$C_t \text{ (m)} = 50,54$	
..Largura de cada coletor	$L_g \text{ (m)} = 0,22$	
..Área total de coletores	$A_t \text{ (m}^2\text{)} = 11,12$	
..Taxa de liberação de gás nos coletores	$v_g \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{.h)} = 1,01$	$(> 1,0 \text{ m}^3\text{/m}^2\text{.h)}$
..Dimensionamento das aberturas para o decantador		
..Nº de separadores por reator	$n_s = 4$	
..Nº de aberturas simples	$n_{as} = 2$	
..Nº de aberturas duplas	$n_{ad} = 3$	
..Nº equivalente de aberturas simples	$n_e = n_{as} + 2n_{ad}$	
	$n_e = 8$	
..Comprimento de cada abertura	$C_a \text{ (m)} = 6,32$	
..Comprimento equivalente de aberturas simples	$C_t \text{ (m)} = 50,54$	
..Largura de cada abertura	$L_a \text{ (m)} = 0,50$	
..Área total das aberturas	$A_t \text{ (m}^2\text{)} = 25,27$	
..Verificação da velocidade nas aberturas		
..Para $Q_{méd.}$	$v \text{ (m/h)} = 1,58$	$(< 2,3 \text{ m/h)}$
..Para $Q_{máx}$	$v \text{ (m/h)} = 2,16$	$(< 4,2 \text{ m/h)}$
..Dimensionamento do compartimento de decantação		
..Nº de compartimentos	$n_c = 4$	
..Comprimento de cada câmara	$l \text{ (m)} = 6,32$	
..Comprimento total de decantadores	$C_t \text{ (m)} = 25,27$	
..Largura de cada coletor	$L_g \text{ (m)} = 0,25$	
..Largura de cada compartimento de decantação	$L_c \text{ (m)} = 2,53$	
..Largura útil de cada decantador	$L_d \text{ (m)} = 2,28$	
..Área total de decantadores	$A_d \text{ (m}^2\text{)} = 57,53$	
..Verificação das taxas de aplicação		
..Para $Q_{méd.}$	$v_d \text{ (m/h)} = 0,69$	$(0,6 < v_d < 0,8 \text{ m/h})$
..Para $Q_{máx}$	$v_d \text{ (m/h)} = 0,95$	$(< 1,2 \text{ m/h})$
..Avaliação da produção de lodo		
..Produção em peso	$P_{lodo} = Y \cdot DQO_{apl}$	
	$DQO_{apl} \text{ (kg/dia)} = 1.149,29$	
	$P_{lodo} \text{ (kgSST/dia)} = 206,87$	
..Produção em volume	$V_{lodo} = \frac{P_{lodo}}{(\gamma \times C)}$	
	$V_{lodo} \text{ (m}^3\text{/dia)} = 5,07$	
..Altura da lâmina vertente nos vertedores triangulares		
..número de vertedores	$n_t = 337$	
..vazão por vertedor	$q_1 \text{ (m}^3\text{/s)} = 0,00007$	
..altura líquida	$H_w \text{ (cm)} = 1,84$	

7.4.2 Planilha para Dimensionamento de Lagoas de Polimento

DADOS BÁSICOS

.População atendida	P (hab) = 9.805
.Vazão afluente média	Q (m ³ /dia) = 1.915,49
.Temperatura do esgoto	T (°C) = 22,00
.Número de lagoas em série	n = 1
Obs.: Serão utilizadas lagoas com duas chicanas (três canais)	
.Tempo de detenção adotado por lagoa	t (dia) = 15,00

DIMENSIONAMENTO

.Volume útil da lagoa	V (m ³) = 28.732,32
.Profundidade útil adotada	h (m) = 1,50
.Área necessária de lagoa	A (m ²) = 19.154,88
.Número de lagoas em paralelo	np = 1
.Área de cada lagoa	a (m ²) = 19.155
.Dimensões da lagoa	
..Largura	L₁ (m) = 138,40
..Comprimento	B₁ (m) = 138,40
.Dimensões dos canais	
..Número de canais	nc = 3
..Largura	B (m) = 46,15
..Comprimento	L (m) = 415,25

Remoção da DBO e dos Coliformes para o Fluxo Disperso

.Coeficiente de remoção de DBO a 20 °C	K (d ⁻¹) = 0,30
.Correção para T = 22 °C (Mara) $K_T = K\theta^{(T-20)}$	
$\theta = 1,05$	K_T (d ⁻¹) = 0,33
.Coeficiente de remoção de coliformes	K_b (d ⁻¹) = 0,80
.Correção para T = 22 °C $K_{bT} = K_b\theta^{(T-20)}$	
$\theta = 1,07$	K_{bT} (d ⁻¹) = 0,92
.Número de dispersão (Yanez)	
.Coeficiente de decaimento bacteriológico	K_{b20} (d ⁻¹) = 0,80
.Coeficiente de temperatura	$\theta = 1,07$
.Concentração afluente de coliformes na lagoa	N_0 (CF/100 ml) = 2,05E+06
.Concentração de coliformes no efluente final	
.número de dispersão	

$$d = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)}{-0,261 + 0,254 \times \left(\frac{L}{B}\right) + 1,014 \times \left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$d = 0,11$$

.concentração efluente de coliformes

$$a = \sqrt{1 + 4K_{bt} \cdot t \cdot d}$$

$$a = 2,62$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{4ae^{\frac{1}{2}d}}{(1+a)^2 e^{\frac{9}{2}d} - (1-a)^2 e^{-\frac{9}{2}d}} \right)^n$$

$$N \text{ (CF/100 ml)} = 8,32E+02$$

.eficiência de remoção de coliformes (maturação)

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100$$

$$E (\%) = 99,96$$

.eficiência de remoção de coliformes (global)

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100$$

$$E (\%) = 99,9959$$

.Concentração de DBO no efluente

$$a = \sqrt{1 + 4K_T t d}$$

$$a = 1,77$$

$$S = S_0 \cdot \left(\frac{4ae^{\frac{1}{2}d}}{(1+a)^2 e^{\frac{9}{2}d} - (1-a)^2 e^{-\frac{9}{2}d}} \right)^n$$

$$S \text{ (mg/l)} = 1,75$$

.Eficiência (maturação)

$$E(\%) = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$$

$$E (\%) = 97,44$$

.Eficiência (global)

$$E(\%) = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$$

$$E (\%) = 99,3668$$

7.4.3 Planilha para Dimensionamento de Leitos de Secagem

População atendida	P (hab) = 9.805
- Produção de lodo	
.No reator UASB	
..Produção em peso	$P_{\text{lodoUASB}} \text{ (kgSST/dia)} = 206,87$
..Produção em volume	$V_{\text{lodoUASB}} \text{ (m}^3\text{/d)} = 5,07$
- Leitos de Secagem	
Ciclo de operação do leito	
.Tempo de secagem	$T_S \text{ (d)} = 15,00$
.Tempo de limpeza	$T_L \text{ (d)} = 5,00$
.Total	$T \text{ (d)} = 20,00$
Volume de lodo por ciclo	$V_{LC} \text{ (m}^3\text{)} = 101,41$
Área necessária para o leito	
.Taxa de aplicação de sólidos	$C_S \text{ (kgSST/m}^2\text{)} = 9,00$
.Área de leito	
$A_{LS} = \frac{P_{\text{lodoTotal}} \cdot T}{C_S}$	$A_{LS} \text{ (m}^2\text{)} = 459,72$
.Área per capita	$A_{pc} \text{ (m}^2\text{/hab)} = 0,047$
Nº de unidades	n = 4
Área de cada unidade	$a \text{ (m}^2\text{)} = 114,93$
Dimensões de cada unidade	
.razão entre as dimensões	$l/b = 3$
.comprimento	l (m) = 18,57
.largura	b (m) = 6,19
Altura do lodo no leito	h (m) = 0,22
- Lodo a ser disposto	
Teor de sólidos do lodo desidratado	$TSLD \text{ (}\%\text{)} = 30,00$
	$TSLD \text{ (m}^3\text{SS/d)} = 300,00$
Volume diário	
$VD = P_{xT}/TSLD$	$VD \text{ (m}^3\text{/d)} = 0,69$
Carga per capita	$PPC \text{ (gSS/hab.d)} = 21,10$
Volume per capita	$VPC \text{ (l/hab.d)} = 0,07$
Vazão de deságüe	$Q_{des} \text{ (m}^3\text{/d)} = 4,38$
	$Q_{des} \text{ (l/s)} = 0,05$

7.4.4 Cálculo de Estimativa de Orçamento de ETE- UASB

LAGOA DE POLIMENTO	O.C.	745.672,65	Total
	M.H.	22.370,18	768.042,83
UASB	O.C.	284.117,75	Total
	M.H.	27.189,77	311.307,52
LEITO DE SECAGEM	GERAL	84.726,09	84.726,09
Total Geral			1.164.076,44

7.4.5 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Polimento

ITEM	DESCRIÇÃO	UN	QUANT.	CUSTO (R\$)	
				UNIT.	TOTAL
1.0	INSTALAÇÃO DO CANTEIRO DE OBRAS				
2.0	TRABALHOS PRELIMINARES				
2.1	Desmatamento, Destocamento e Limpeza	m ²	25.490,56	0,20	5.098,11
2.2	Locação de serviço de terraplanagem	m ²	19.154,56	1,52	29.114,93
3.0	TRABALHOS EM TERRA				
3.1	Escavação e transporte até 30m com trator de esteiras com lâmina, para empilhamento de material de 1ª. categoria	m ³	1.677,41	1,01	1.694,18
3.2	Selo compactado executado com material de jazida/argiloso	m ³	9.577,28	16,50	158.025,12
3.3	Execução de aterro compactado, sem controle do grau de compactação, sem fornecimento de material.	m ³	9.577,28	19,54	187.140,05
3.4	Momento extraordinário de transporte, por volume, de material de 1ª. ou 2ª. categoria, até 2 km, com caminhão basculante ou carroceria, em caminha de serviço ou cidade (bota-fora)	m ³ xKm	0,00	1,49	0,00
3.5	Reaterro manual de valas com espalhamento e compactação utilizando compactador à percurssão/sapinho, sem controle do grau de compactação	m ³	348,77	11,52	4.017,81
4.0	ESTRUTURA				
4.1	Alvenaria de pedra c/ junta argamassada p/ fundação	m ³	1.104,43	159,99	176.698,08
4.2	Parede de separação em mourões e placas de concreto armado premoldado	m ³	104,00	1.048,15	109.011,79
4.3	Concreto armado FCK 20 MPa, inc. forma de madeirite resinada, reaproveitamento 3 vezes e ferro para estrutura	m ³	4,45	921,35	4.102,45
5.0	ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÃO				
5.1	Assentamento de tubos em PVC rígido PB JE - Esgoto DN 150mm	m	40,00	1,42	56,80
6.0	DIVERSOS				
6.1	Caixa de passagem/recepção em alvenaria de tijolo maciço, tampa em concreto armado, seção interna 1,00 X 1,00m, h=1,30 m	un	2,00	399,14	798,28
6.2	Fornecimento e inst. De Vertedor de fibra de vidro,c/ acionamento direto na gaveta, e=6 mm, incl. Quadro de fibra de vidro e chumbadores de aço inox	un	2,00	264,64	529,28
6.3	Enrocamento com pedra de mão, c/ arrumação manual incl. Fornecimento do material	m ³	4,45	106,13	472,28
6.4	Cerca C/ 05 Fios de arame farpado 16 BWG 4"" x 4"" , C/ estacas de concreto pre-moldadas C/ponta reta e dimensões de 0.10 x 0,10 x 3.00m	m	600,00	25,78	15.468,00
7.0	PRÉ-TRATAMENTO				
7.1	Concreto FCK=25MPa, incl fornec. Dos mat.,produção,lanc.,adens., e cura	m ³	104,00	280,45	29.166,80
7.2	Chapisco de cimento e areia traço 1:3	m ³	1.104,43	2,09	2.308,26
7.3	Revestimento cimentado rustico	m ²	1.104,43	13,18	14.556,39
7.4	Pintura c/ PVA-latex, s/massa, incl. Lixamento, em dua demaos	m ²	1.104,43	6,40	7.068,35
7.5	Fornec. e montagem de escada tipo piscina em tubo de aço galvanizado de 2"" , degraus em aço-ca25, DN = 3/4"" , fixada através de barra chata de 2""X3/16"" e chumbadores URX DN=3/16"" , incl. Elem. De fixação	m	2,50	133,30	333,25
7.6	Grade de barras	m ²	0,30	41,46	12,44
	TOTAL OBRAS CIVIS				745.672,65
8.0	FORNECIMENTO DE MATERIAL HIDRÁULICO				22.370,18
	TOTAL				768.042,83

7.5 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO – ALTERNATIVA 2

7.5.1 Planilha para Dimensionamento de Lagoa Anaeróbia

Nome da Localidade: Serra do Ramalho - BA

DADOS BÁSICOS

.População atendida	P (hab) = 9.805
.Vazão afluente média	Q (m ³ /dia) = 1.915,48
.DBO afluente	S ₀ (mg/l) = 276,42
.Concentração de Coliformes Fecais	
..Produção diária média <i>per capita</i>	CF (hab ⁻¹) = 4,00E+10
..Carga diária	CF (d ⁻¹) = 3,92E+14
..Concentração de coliformes	N ₀ (CF/m ³) = 2,05E+11
	N ₀ (CF/100 ml) = 2,05E+07
.Temperatura do esgoto	T (°C) = 22,00

DIMENSIONAMENTO

.Tempo de Detenção	t (dia) = 3,00
.Volume	V (m ³) = 5.746,44
.Carga Volumétrica	L _v (g/m ³ .dia) = 92,14
	$L_v = \frac{S_0 \cdot Q}{V}$
.Determinação da Área requerida	
..Profundidade	H (m) = 4,50
..Número de Lagoas	n = 1
..Área de cada lagoa	A (m ²) = 1.276,99
..Dimensões	
	L (m) = 35,73
	B (m) = 35,73
.Eficiência de remoção da DBO	E (%) = 60,00
.Concentração de DBO Efluente	S (mg/l) = 110,57
.Remoção de Coliformes	
.Coeficiente de remoção de coliformes	K _b (d ⁻¹) = 2,60
.Correção para T = 22 °C K _{bT} = K _b θ ^(T-20)	
	θ = 1,19
	K _{bT} (d ⁻¹) = 3,68
.Concentração de coliformes no efluente	
	$N_e = \frac{N_0}{1 + K_b \cdot t}$
	Ne (CF/100 ml) = 1,70E+06
.Cálculo de lodo na Lagoa	
..Taxa de acúmulo	t _a (m ³ /hab.ano) = 0,03
..Acúmulo anual	a _c (m ³ /ano) = 294,15
..Espessura da camada em 1 ano	e (m/ano) = 0,23
..Período de Remoção do Lodo	
(O lodo não deve atingir 50% da altura útil)	P (ano) = 10

7.5.2 Planilha para Dimensionamento de Lagoa Facultativa

DADOS BÁSICOS

.População atendida

.Vazão afluente média

.DBO afluente

.Concentração de Coliformes Fecais

.Temperatura do esgoto

$$P \text{ (hab)} = 9.805$$

$$Q \text{ (m}^3\text{/dia)} = 1.915,48$$

$$S_0 \text{ (mg/l)} = 110,57$$

$$N_0 \text{ (CF/100 ml)} = 1,70E+06$$

$$T \text{ (}^\circ\text{C)} = 22,00$$

DIMENSIONAMENTO

.Cálculo da carga afluente de DBO

.Taxa de aplicação superficial (Mara)

$$L_s = 350(1,107 - 0,002T)^{(T-25)}$$

.Área requerida

$$L \text{ (kgDBO/dia)} = 211,79$$

$$L_s \text{ (kgDBO/ha.dia)} = 291,39$$

$$A \text{ (ha)} = L/L_s = 0,7268$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 7.268,30$$

$$h \text{ (m)} = 1,80$$

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 13.082,95$$

$$t \text{ (dia)} = 6,83$$

.Profundidade útil adotada

.Volume resultante

.Tempo de detenção hidráulica correspondente

Cálculo dos coeficientes de Remoção

.Coeficiente de remoção de DBO a 20 °C

.Correção para T = 22 °C (Mara) $K_T = K\theta^{(T-20)}$

$$\theta = 1,05$$

$$K \text{ (d}^{-1}\text{)} = 0,30$$

$$K_T \text{ (d}^{-1}\text{)} = 0,33$$

$$K_b \text{ (d}^{-1}\text{)} = 0,40$$

.Coeficiente de remoção de coliformes

.Correção para T = 22 °C $K_{bT} = K_b\theta^{(T-20)}$

$$\theta = 1,07$$

$$K_{bT} \text{ (d}^{-1}\text{)} = 0,46$$

Cálculo das Dimensões de cada Lagoa

.Número de lagoas em paralelo

.Relação Comprimento/Largura

.Largura

.Comprimento

$$n_p = 1,00$$

$$L/B = 2,00$$

$$B \text{ (m)} = 60,30$$

$$L \text{ (m)} = 120,60$$

Remoção da DBO e dos Coliformes para o Fluxo Disperso

.Número de dispersão (Yanez)

$$d = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)}{-0,261 + 0,254 \times \left(\frac{L}{B}\right) + 1,014 \times \left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$d = 0,46$$

.Número de lagoas em série

.Concentração de DBO no efluente

$$a = \sqrt{1 + 4K_T t d}$$

$$n_s = 1$$

$$a = 2,28$$

$$S = S_0 \cdot \left(\frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \right)^n$$

$$S \text{ (mg/l)} = 23,67$$

$$L \text{ (kgDBO/dia)} = 45,34$$

.Eficiência

$$E(\%) = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$$

$$E(\%) = 78,59$$

.Concentração de coliformes no efluente

$$a = \sqrt{1 + 4K_{bT} \cdot t \cdot d}$$

$$a = 2,61$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \right)^n$$

$$N \text{ (CF/100 ml)} = 2,41E+05$$

.eficiência de remoção de coliformes

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100$$

$$E(\%) = 85,83$$

7.5.3 Planilha para Dimensionamento de Lagoa Maturação

DADOS BÁSICOS

.População atendida	P (hab) = 9.805
.Vazão afluenta média	Q (m³/dia) = 1.915,48
.Temperatura do esgoto	T (°C) = 22,00
.Número de lagoas	n = 1
Obs.: Será utilizada uma lagoa única, com três chicanas (quatro canais)	
.Tempo de detenção adotado	t (dia) = 8,00

DIMENSIONAMENTO

.Volume útil da lagoa	V (m³) = 15.323,84
.Profundidade útil adotada	h (m) = 1,50
.Área necessária de lagoa	A (m²) = 10.215,89
.Número de lagoas em paralelo	np = 1,00
.Lado da lagoa (quadrada)	L _l (m) = 101,10
.Dimensões dos canais	
..Número de canais	nc = 4
..Largura	B (m) = 25,30
..Comprimento	L (m) = 404,40

Remoção da DBO e dos Coliformes para o Fluxo Disperso

.Coeficiente de remoção de DBO a 20 °C	K (d ⁻¹) = 0,30
.Correção para T = 22 °C (Mara) $K_T = K\theta^{(T-20)}$	$\theta = 1,05$
	$K_T (d^{-1}) = 0,33$
.Coeficiente de remoção de coliformes	$K_b (d^{-1}) = 0,80$
.Correção para T = 22 °C $K_{bT} = K_b\theta^{(T-20)}$	$\theta = 1,07$
	$K_{bT} (d^{-1}) = 0,92$
.Número de dispersão (Yanez)	
.Coeficiente de decaimento bacteriológico	$K_{b20} (d^{-1}) = 0,80$
.Coeficiente de temperatura	$\theta = 1,07$
.Concentração afluenta de coliformes na lagoa	$N_0 (CF/100 \text{ ml}) = 2,41E+05$
.Concentração de coliformes no efluente final	
.número de dispersão	

$$d = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)}{-0,261 + 0,254 \times \left(\frac{L}{B}\right) + 1,014 \times \left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$d = 0,06$$

.concentração efluente de coliformes

$$a = \sqrt{1 + 4K_{bT} \cdot t \cdot d}$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \right)^n$$

$$a = 1,67$$

$$N (CF/100 \text{ ml}) = 9,30E+02$$

..eficiência de remoção de coliformes (maturação)

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100$$

$$E (\%) = 99,61$$

..eficiência de remoção de coliformes (global)

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100$$

$$E (\%) = 99,9453$$

.Concentração de DBO no efluente

$$a = \sqrt{1 + 4K_T t d}$$

$$a = 1,28$$

$$S = S_0 \cdot \left(\frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \right)^n$$

$$S (\text{mg/l}) = 2,29$$

.Eficiência (maturação) $E(\%) = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$

$$E (\%) = 90,31$$

.Eficiência (global) $E(\%) = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$

$$E (\%) = 97,9264$$

7.5.4 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Anaeróbia

ITEM	DESCRIÇÃO	UN	QUANT.	CUSTO (R\$)	
				UNIT.	TOTAL
1.0	INSTALAÇÃO DO CANTEIRO DE OBRAS				
2.0	TRABALHOS PRELIMINARES				
2.1	Desmatamento, Destocamento e Limpeza	m ²	3.505,83	0,20	701,17
2.2	Locação de serviço de terraplanagem	m ²	1.276,63	1,52	1.940,48
3.0	TRABALHOS EM TERRA				
3.1	Escavação e transporte até 30m com trator de esteiras com lâmina, para empilhamento de material de 1a. categoria	m ³	586,89	1,01	592,76
3.2	Selo compactado executado com material de jazida/argiloso	m ³	638,32	16,50	10.532,22
3.3	Execução de aterro compactado, sem controle do grau de compactação, sem fornecimento de material.	m ³	638,31	19,54	12.472,58
3.4	Momento extraordinário de transporte, por volume, de material de 1a. ou 2a. categoria, até 2 km, com caminhão basculante ou carroceria, em caminha de serviço ou cidade (bota-fora)	m ³ xKm	36,49	1,49	54,37
3.5	Reaterro manual de valas com espalhamento e compactação utilizando compactador à percussão/sapinho, sem controle do grau de compactação	m ³	105,42	11,52	1.214,48
4.0	ESTRUTURA				
4.1	Alvenaria de pedra c/ junta argamassada p/ fundação	m ³	986,78	159,99	157.875,53
4.2	Parede de separação em mourões e placas de concreto armado premoldado	m ³	20,84	1.048,15	21.844,81
4.3	Concreto armado FCK 20 MPa, inc. forma de madeirite resinada, reaproveitamento 3 vezes e ferro para estrutura	m ³	4,45	921,35	4.102,45
5.0	ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÃO				
5.1	Assentamento de tubos em PVC rígido PB JE - Esgoto DN 150mm	m	40,00	1,42	56,80
6.0	DIVERSOS				
6.1	Caixa de passagem/recepção em alvenaria de tijolo maciço, tampa em concreto armado, seção interna 1,00 X 1,00m, h=1,30 m	un	2,00	399,14	798,28
6.2	Fornecimento e inst. De Vertedor de fibra de vidro,c/ acionamento direto na gaveta, e=6 mm, incl. Quadro de fibra de vidro e chumbadores de aço inox	un	2,00	264,64	529,28
6.3	Enrocamento com pedra de mão, c/ arrumação manual incl. Fornecimento do material	m ³	4,45	106,13	472,28
6.4	Cerca C/ 05 Fios de arame farpado 16 BWG 4" x 4", C/ estacas de concreto pre-moldadas C/ponta reta e dimensões de 0.10 x 0,10 x 3.00m	m	600,00	25,78	15.468,00
7.0	PRÉ-TRATAMENTO				
7.1	Concreto FCK=25MPa, incl fornec. Dos mat., produção, lanc., adens., e cura	m ³	20,84	280,45	5.844,58
7.2	Chapisco de cimento e areia traço 1:3	m ³	986,78	2,09	2.062,37
7.3	Revestimento cimentado rustico	m ²	986,78	13,18	13.005,76
7.4	Pintura c/ PVA-latex, s/massa, incl. Lixamento, em dua demaos	m ²	986,78	6,40	6.315,39
7.5	Fornec. e montagem de escada tipo piscina em tubo de aço galvanizado de 2", degraus em aço-ca25, DN = 3/4", fixada através de barra chata de 2"X3/16" e chumbadores URX DN=3/16", incl. Elem. De fixação	m	2,50	133,30	333,25
7.6	Grade de barras	m ²	0,30	41,46	12,44
	TOTAL OBRAS CIVIS				256.229,27
8.0	FORNECIMENTO DE MATERIAL HIDRÁULICO				7.686,88
	TOTAL				263.916,15

7.5.5 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Facultativa

ITEM	DESCRIÇÃO	UN	QUANT.	CUSTO (R\$)	
				UNIT.	TOTAL
1.0	INSTALAÇÃO DO CANTEIRO DE OBRAS				
2.0	TRABALHOS PRELIMINARES				
2.1	Desmatamento, Destocamento e Limpeza	m ²	12.190,18	0,20	2.438,04
2.2	Locação de serviço de terraplanagem	m ²	7.372,18	1,52	11.205,71
3.0	TRABALHOS EM TERRA				
3.1	Escavação e transporte até 30m com trator de esteiras com lâmina, para empilhamento de material de 1a. categoria	m ³	1.326,26	1,01	1.339,53
3.2	Selo compactado executado com material de jazida/argiloso	m ³	3.686,09	16,50	60.820,49
3.3	Execução de aterro compactado, sem controle do grau de compactação, sem fornecimento de material.	m ³	3.636,09	19,54	71.049,20
3.4	Reaterro manual de valas com espalhamento e compactação utilizando compactador à percussão/sapinho, sem controle do grau de compactação	m ³	394,36	11,52	4.543,03
4.0	ESTRUTURA				
4.1	Alvenaria de pedra c/ junta argamassada p/ fundação	m ³	962,39	159,99	153.972,46
4.2	Concreto armado FCK 20 MPa, inc. forma de madeirite resinada, reaproveitamento 3 vezes e ferro para estrutura	m ³	4,45	921,35	4.100,01
5.0	ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÃO				
5.1	Assentamento de tubos em PVC rígido PB JE - Esgoto DN 150mm	m	40,00	1,42	56,80
6.0	DIVERSOS				
6.1	Caixa de passagem/recepção em alvenaria de tijolo maciço, tampa em concreto armado, seção interna 1,00 X 1,00m, h=1,30 m	un	2,00	399,14	798,28
6.2	Fornecimento e inst. De Vertedor de fibra de vidro, c/ acionamento direto na gaveta, e=6 mm, incl. Quadro de fibra de vidro e chumbadores de aço inox	un	2,00	264,64	529,28
6.3	Enrocamento com pedra de mão, c/ arrumação manual incl. Fornecimento do material	m ³	4,45	106,13	472,28
6.4	Cerca C/ 05 Fios de arame farpado 16 BWG 4" x 4", C/ estacas de concreto pre-moldadas C/ponta reta e dimensões de 0.10 x 0,10 x 3.00m	m	600,00	25,78	15.468,00
7.0	PRÉ-TRATAMENTO				
7.1	Concreto FCK=25MPa, incl fornec. Dos mat., produção, lanc., adens., e cura	m ³	5,47	280,45	1.534,06
7.2	Chapisco de cimento e areia traço 1:3	m ³	962,39	2,09	2.011,40
7.3	Revestimento cimentado rustico	m ²	962,39	13,18	12.684,30
7.4	Pintura c/ PVA-latex, s/massa, incl. Lixamento, em dua demaos	m ²	962,39	6,40	6.159,30
7.5	Fornec. e montagem de escada tipo piscina em tubo de aço galvanizado de 2", degraus em aço-ca25, DN = 3/4", fixada através de barra chata de 2"X3/16" e chumbadores URX DN=3/16", incl. Elem. De fixação	m	2,50	133,30	333,25
7.6	Grade de barras	m ²	0,30	41,46	12,44
	TOTAL OBRAS CIVIS				349.527,83
8.0	FORNECIMENTO DE MATERIAL HIDRÁULICO				10.485,83
	TOTAL				360.013,66

7.5.6 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Maturação

ITEM	DESCRIÇÃO	UN	QUANT.	CUSTO (R\$)	
				UNIT.	TOTAL
1.0	INSTALAÇÃO DO CANTEIRO DE OBRAS				
2.0	TRABALHOS PRELIMINARES				
2.1	Desmatamento, Destocamento e Limpeza	m ²	15.065,21	0,20	3.013,04
2.2	Locação de serviço de terraplanagem	m ²	10.221,21	1,52	15.536,24
3.0	TRABALHOS EM TERRA				
3.1	Escavação e transporte até 30m com trator de esteiras com lâmina, para empilhamento de material de 1a. categoria	m ³	1.225,33	1,01	1.237,59
3.2	Selo compactado executado com material de jazida/argiloso	m ³	5.110,61	16,50	84.324,98
3.3	Execução de aterro compactado, sem controle do grau de compactação, sem fornecimento de material.	m ³	5.110,61	19,54	99.861,22
3.4	Momento extraordinário de transporte, por volume, de material de 1a. ou 2a. categoria, até 2 km, com caminhão basculante ou carroceria, em caminha de serviço ou cidade (bota-fora)	m ³ xKm	0,00	1,49	0,00
3.5	Reaterro manual de valas com espalhamento e compactação utilizando compactador à percussão/sapinho, sem controle do grau de compactação	m ³	254,77	11,52	2.934,97
4.0	ESTRUTURA				
4.1	Alvenaria de pedra c/ junta argamassada p/ fundação	m ³	806,78	159,99	129.076,41
4.2	Parede de separação em mourões e placas de concreto armado premoldado	m ³	73,79	1.048,15	77.344,04
4.3	Concreto armado FCK 20 MPa, inc. forma de madeirite resinada, reaproveitamento 3 vezes e ferro para estrutura	m ³	4,45	921,35	4.102,45
5.0	ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÃO				
5.1	Assentamento de tubos em PVC rígido PB JE - Esgoto DN 150mm	m	40,00	1,42	56,80
6.0	DIVERSOS				
6.1	Caixa de passagem/recepção em alvenaria de tijolo maciço, tampa em concreto armado, seção interna 1,00 X 1,00m, h=1,30 m	un	2,00	399,14	798,28
6.2	Fornecimento e inst. De Vertedor de fibra de vidro,c/ acionamento direto na gaveta, e=6 mm, incl. Quadro de fibra de vidro e chumbadores de aço inox	un	2,00	264,64	529,28
6.3	Enrocamento com pedra de mão, c/ arrumação manual incl. Fornecimento do material	m ³	4,45	106,13	472,28
6.4	Cerca C/ 05 Fios de arame farpado 16 BWG 4" x 4", C/ estacas de concreto pre-moldadas C/ponta reta e dimensões de 0.10 x 0,10 x 3.00m	m	600,00	25,78	15.468,00
7.0	PRÉ-TRATAMENTO				
7.1	Concreto FCK=25MPa, incl fornec. Dos mat., produção, lanc., adens., e cura	m ³	5,47	280,45	1.534,06
7.2	Chapisco de cimento e areia traço 1:3	m ³	806,78	2,09	1.686,17
7.3	Revestimento cimentado rustico	m ²	806,78	13,18	10.633,36
7.4	Pintura c/ PVA-latex, s/massa, incl. Lixamento, em dua demaos	m ²	806,78	6,40	5.163,39
7.5	Fornec. e montagem de escada tipo piscina em tubo de aço galvanizado de 2", degraus em aço-ca25, DN = 3/4", fixada através de barra chata de 2"X3/16" e chumbadores URX DN=3/16", incl. Elem. De fixação	m	2,50	133,30	333,25
7.6	Grade de barras	m ²	0,30	41,46	12,44
	TOTAL OBRAS CIVIS				454.118,25
8.0	FORNECIMENTO DE MATERIAL HIDRÁULICO				13.623,55
	TOTAL				467.741,80

7.6 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO – ALTERNATIVA 3

7.6.1 Planilha para Dimensionamento de Lagoa Facultativa

DADOS BÁSICOS

.População atendida

$$P \text{ (hab)} = 9.805$$

.Vazão afluyente média

$$Q \text{ (m}^3\text{/dia)} = 1.915,48$$

.DBO afluyente

$$S_0 \text{ (mg/l)} = 276,42$$

.Concentração de Coliformes Fecais

$$CF \text{ (hab}^{-1}\text{)} = 4,00E+10$$

..Produção diária média *per capita*

$$CF \text{ (d}^{-1}\text{)} = 3,92E+14$$

..Carga diária

$$N_0 \text{ (CF/m}^3\text{)} = 2,05E+11$$

..Concentração de coliformes

$$N_0 \text{ (CF/100 ml)} = 2,05E+07$$

.Temperatura do esgoto

$$T \text{ (}^{\circ}\text{C)} = 22,00$$

DIMENSIONAMENTO

.Cálculo da carga afluyente de DBO

$$L \text{ (kgDBO/dia)} = 529,47$$

.Taxa de aplicação superficial (Mara)

$$L_s \text{ (kgDBO/ha.dia)} = 291,39$$

$$L_s = 350(1,107 - 0,002T)^{(T-25)}$$

$$A \text{ (ha)} = L/L_s = 1,8171$$

.Área requerida

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 18.170,76$$

.Profundidade útil adotada

$$h \text{ (m)} = 1,80$$

.Volume resultante

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 32.707,37$$

.Tempo de detenção hidráulica correspondente

$$t \text{ (dia)} = 17,08$$

Cálculo dos coeficientes de Remoção

.Coeficiente de remoção de DBO a 20 °C

$$K \text{ (d}^{-1}\text{)} = 0,30$$

.Correção para T = 22 °C (Mara) $K_T = K\theta^{(T-20)}$

$$\theta = 1,05$$

$$K_T \text{ (d}^{-1}\text{)} = 0,33$$

.Coeficiente de remoção de coliformes

$$K_b \text{ (d}^{-1}\text{)} = 0,40$$

.Correção para T = 22 °C $K_{bT} = K_b\theta^{(T-20)}$

$$\theta = 1,07$$

$$K_{bT} \text{ (d}^{-1}\text{)} = 0,46$$

Cálculo das Dimensões de cada Lagoa

.Número de lagoas em paralelo

$$np = 1,00$$

.Relação Comprimento/Largura

$$L/B = 2,00$$

.Largura

$$B \text{ (m)} = 95,35$$

.Comprimento

$$L \text{ (m)} = 190,70$$

Remoção da DBO e dos Coliformes para o Fluxo Disperso

.Número de dispersão (Yanez)

$$d = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)}{-0,261 + 0,254 \times \left(\frac{L}{B}\right) + 1,014 \times \left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$d = 0,46$$

.Número de lagoas em série

$$ns = 1$$

.Concentração de DBO no efluente

$$a = \sqrt{1 + 4K_T t d}$$

$$a = 3,39$$

$$S = S_0 \cdot \left(\frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \right)^n$$

$$S \text{ (mg/l)} = 14,85$$

$$L \text{ (kgDBO/dia)} = 28,45$$

.Eficiência

$$E(\%) = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$$

$$E(\%) = 94,63$$

.Concentração de coliformes no efluente

$$a = \sqrt{1 + 4K_{bT} \cdot t \cdot d}$$

$$a = 3,94$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \right)^n$$

$$N \text{ (CF/100 ml)} = 5,58E+05$$

..eficiência de remoção de coliformes

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100$$

$$E(\%) = 97,27$$

7.6.2 Planilha para Dimensionamento de Lagoa Maturação

DADOS BÁSICOS

.População atendida	P (hab) = 9.805
.Vazão afluyente média	Q (m ³ /dia) = 1.915,48
.Temperatura do esgoto	T (°C) = 22,00
.Número de lagoas	n = 1
Obs.: Será utilizada uma lagoa única, com três chicanas (quatro canais)	
.Tempo de detenção adotado	t (dia) = 10,00

DIMENSIONAMENTO

.Volume útil da lagoa	V (m ³) = 19.154,80
.Profundidade útil adotada	h (m) = 1,50
.Área necessária de lagoa	A (m ²) = 12.769,87
.Número de lagoas em paralelo	np = 1,00
.Lado da lagoa (quadrada)	L _l (m) = 113,05
.Dimensões dos canais	
..Número de canais	nc = 4
..Largura	B (m) = 28,30
..Comprimento	L (m) = 452,20

Remoção da DBO e dos Coliformes para o Fluxo Disperso

.Coeficiente de remoção de DBO a 20 °C	K (d ⁻¹) = 0,30
.Correção para T = 22 °C (Mara) K _T = Kθ ^(T-20)	K _T (d ⁻¹) = 0,33
	θ = 1,05
.Coeficiente de remoção de coliformes	K _b (d ⁻¹) = 0,80
.Correção para T = 22 °C K _{bt} = K _b θ ^(T-20)	K _{bt} (d ⁻¹) = 0,92
	θ = 1,07
.Número de dispersão (Yanez)	
.Coeficiente de decaimento bacteriológico	K _{b20} (d ⁻¹) = 0,80
.Coeficiente de temperatura	θ = 1,07
.Concentração afluyente de coliformes na lagoa	N ₀ (CF/100 ml) = 5,58E+05
.Concentração de coliformes no efluente final	
.número de dispersão	

$$d = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)}{-0,261 + 0,254 \times \left(\frac{L}{B}\right) + 1,014 \times \left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

$$d = 0,06$$

.concentração efluente de coliformes

$$a = \sqrt{1 + 4K_{bt} \cdot t \cdot d}$$

$$a = 1,80$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{4ae^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 e^{-\frac{a}{2d}}} \right)^n$$

$$N \text{ (CF/100 ml)} = 7,34E+02$$

..eficiência de remoção de coliformes (maturação)

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100$$

$$E (\%) = 99,87$$

..eficiência de remoção de coliformes (global)

$$E = \frac{N_0 - N}{N_0} \times 100$$

$$E (\%) = 99,9964$$

.Concentração de DBO no efluente

$$a = \sqrt{1 + 4K_T t d}$$

$$a = 1,34$$

$$S = S_0 \cdot \left(\frac{4ae^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 e^{-\frac{a}{2d}}} \right)^n$$

$$S \text{ (mg/l)} = 0,86$$

.Eficiência (maturação) E (%) = $\frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$

$$E (\%) = 94,18$$

.Eficiência (global) E (%) = $\frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$

$$E (\%) = 99,6875$$

7.6.3 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Facultativa

ITEM	DESCRIÇÃO	UN	QUANT.	CUSTO (R\$)	
				UNIT.	TOTAL
1.0	INSTALAÇÃO DO CANTEIRO DE OBRAS				
2.0	TRABALHOS PRELIMINARES				
2.1	Desmatamento, Destocamento e Limpeza	m ²	25.204,25	0,20	5.040,85
2.2	Locação de serviço de terraplanagem	m ²	18.283,25	1,52	27.790,53
3.0	TRABALHOS EM TERRA				
3.1	Escavação e transporte até 30m com trator de esteiras com lâmina, para empilhamento de material de 1a. categoria	m ³	2.058,11	1,01	2.078,69
3.2	Selo compactado executado com material de jazida/argiloso	m ³	9.141,62	16,50	150.836,77
3.3	Execução de aterro compactado, sem controle do grau de compactação, sem fornecimento de material.	m ³	9.091,62	19,54	177.650,25
3.4	Momento extraordinário de transporte, por volume, de material de 1a. ou 2a. categoria, até 2 km, com caminhão basculante ou carroceria, em caminha de serviço ou cidade (bota-fora)	m ³ xKm	0,00	1,49	0,00
3.5	Reaterro manual de valas com espalhamento e compactação utilizando compactador à percussão/sapinho, sem controle do grau de compactação	m ³	623,59	11,52	7.183,75
4.0	ESTRUTURA				
4.1	Alvenaria de pedra c/ junta argamassada p/ fundação	m ³	1.521,79	159,99	243.470,54
4.2	Parede de separação em mourões e placas de concreto armado premoldado	m ³	0,00	1.048,15	0,00
4.3	Concreto armado FCK 20 MPa, inc. forma de madeirite resinada, reaproveitamento 3 vezes e ferro para estrutura	m ³	4,45	921,35	4.102,45
5.0	ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÃO				
5.1	Assentamento de tubos em PVC rígido PB JE - Esgoto DN 150mm	m	40,00	1,42	56,80
6.0	DIVERSOS				
6.1	Caixa de passagem/recepção em alvenaria de tijolo maciço, tampa em concreto armado, seção interna 1,00 X 1,00m, h=1,30 m	un	2,00	399,14	798,28
6.2	Fornecimento e inst. De Vertedor de fibra de vidro,c/ acionamento direto na gaveta, e=6 mm, incl. Quadro de fibra de vidro e chumbadores de aço inox	un	2,00	264,64	529,28
6.3	Enrocamento com pedra de mão, c/ arrumação manual incl. Fornecimento do material	m ³	4,45	106,13	472,28
6.4	Cerca C/ 05 Fios de arame farpado 16 BWG 4" x 4", C/ estacas de concreto pre-moldadas C/ponta reta e dimensões de 0.10 x 0,10 x 3.00m	m	600,00	25,78	15.468,00
7.0	PRÉ-TRATAMENTO				
7.1	Concreto FCK=25MPa, incl fornec. Dos mat., produção, lanc., adens., e cura	m ³	5,47	280,45	1.534,06
7.2	Chapisco de cimento e areia traço 1:3	m ³	1.521,79	2,09	3.180,54
7.3	Revestimento cimentado rustico	m ²	1.521,79	13,18	20.057,19
7.4	Pintura c/ PVA-latex, s/massa, incl. Lixamento, em dua demaos	m ²	1.521,79	6,40	9.739,46
7.5	Fornec. e montagem de escada tipo piscina em tubo de aço galvanizado de 2", degraus em aço-ca25, DN = 3/4", fixada através de barra chata de 2"X3/16" e chumbadores URX DN=3/16", incl. Elem. De fixação	m	2,50	133,30	333,25
7.6	Grade de barras	m ²	0,30	41,46	12,44
	TOTAL OBRAS CIVIS				670.335,41
8.0	FORNECIMENTO DE MATERIAL HIDRÁULICO				20.110,06
	TOTAL				690.445,47

7.6.4 Cálculo de Estimativa de Orçamento de Lagoa Maturação

ITEM	DESCRIÇÃO	UN	QUANT.	CUSTO (R\$)	
				UNIT.	TOTAL
1.0	INSTALAÇÃO DO CANTEIRO DE OBRAS				
2.0	TRABALHOS PRELIMINARES				
2.1	Desmatamento, Destocamento e Limpeza	m ²	18.102,30	0,20	3.620,46
2.2	Locação de serviço de terraplanagem	m ²	12.780,30	1,52	19.426,06
3.0	TRABALHOS EM TERRA				
3.1	Escavação e transporte até 30m com trator de esteiras com lâmina, para empilhamento de material de 1a. categoria	m ³	1.370,17	1,01	1.383,87
3.2	Selo compactado executado com material de jazida/argiloso	m ³	6.390,15	16,50	105.437,50
3.3	Execução de aterro compactado, sem controle do grau de compactação, sem fornecimento de material.	m ³	6.390,15	19,54	124.863,56
3.4	Momento extraordinário de transporte, por volume, de material de 1a. ou 2a. categoria, até 2 km, com caminhão basculante ou carroceria, em caminha de serviço ou cidade (bota-fora)	m ³ xKm	0,00	1,49	0,00
3.5	Reaterro manual de valas com espalhamento e compactação utilizando compactador à percussão/sapinho, sem controle do grau de compactação	m ³	284,89	11,52	3.281,89
4.0	ESTRUTURA				
4.1	Alvenaria de pedra c/ junta argamassada p/ fundação	m ³	902,14	159,99	144.333,22
4.2	Parede de separação em mourões e placas de concreto armado premoldado	m ³	83,47	1.048,15	87.489,60
4.3	Concreto armado FCK 20 MPa, inc. forma de madeirite resinada, reaproveitamento 3 vezes e ferro para estrutura	m ³	4,45	921,35	4.102,45
5.0	ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÃO				
5.1	Assentamento de tubos em PVC rígido PB JE - Esgoto DN 150mm	m	40,00	1,42	56,80
6.0	DIVERSOS				
6.1	Caixa de passagem/recepção em alvenaria de tijolo maciço, tampa em concreto armado, seção interna 1,00 X 1,00m, h=1,30 m	un	2,00	399,14	798,28
6.2	Fornecimento e inst. De Vertedor de fibra de vidro,c/ acionamento direto na gaveta, e=6 mm, incl. Quadro de fibra de vidro e chumbadores de aço inox	un	2,00	264,64	529,28
6.3	Enrocamento com pedra de mão, c/ arrumação manual incl. Fornecimento do material	m ³	4,45	106,13	472,28
6.4	Cerca C/ 05 Fios de arame farpado 16 BWG 4" x 4", C/ estacas de concreto pre-moldadas C/ponta reta e dimensões de 0.10 x 0,10 x 3.00m	m	600,00	25,78	15.468,00
7.0	PRÉ-TRATAMENTO				
7.1	Concreto FCK=25MPa, incl fornec. Dos mat., produção, lanc., adens., e cura	m ³	5,47	280,45	1.534,06
7.2	Chapisco de cimento e areia traço 1:3	m ³	902,14	2,09	1.885,47
7.3	Revestimento cimentado rustico	m ²	902,14	13,18	11.890,21
7.4	Pintura c/ PVA-latex, s/massa, incl. Lixamento, em dua demaos	m ²	902,14	6,40	5.773,70
7.5	Fornec. e montagem de escada tipo piscina em tubo de aço galvanizado de 2", degraus em aço-ca25, DN = 3/4", fixada através de barra chata de 2"X3/16" e chumbadores URX DN=3/16", incl. Elem. De fixação	m	2,50	133,30	333,25
7.6	Grade de barras	m ²	0,30	41,46	12,44
	TOTAL OBRAS CIVIS				532.692,36
8.0	FORNECIMENTO DE MATERIAL HIDRÁULICO				15.980,77
	TOTAL				548.673,13