

APRESENTAÇÃO

A YC Engenharia apresenta à CODEVASF – Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba, o **Estudo de Concepção e Viabilidade** para a elaboração do Projeto Básico do Sistema de Esgoto Sanitário da cidade de **Ubaí/ MG**.

O trabalho foi desenvolvido com a orientação dos técnicos da CODEVASF, nas etapas de definições e diretrizes, tendo havido um acompanhamento efetivo e uma soma de esforços para o bom resultado do empreendimento.

O presente trabalho é composto dos seguintes volumes:

- Volume 1 – Estudo de Reconhecimento;
- **Volume 2 – Estudo de Concepção e Viabilidade:**
 - **Tomo 2.1 – Memorial Descritivo;**
 - Tomo 2.2 – Desenhos.
- Volume 3 – Levantamentos Topográficos;
- Volume 4 – Projeto Básico;
- Volume 5 – Levantamentos Geotécnicos;
- Volume 6 – Projeto Elétrico;
- Volume 7 – Projeto Estrutural;
- Volume 8 – Manual de Operação e Manutenção;
- Volume 9 – Resumo do Projeto.

Data da Licitação: 17/10/2007

Nº do Edital: 30/2007

Contrato de Prestação de Serviço: N°0.06.08.0025.00

Ordem de Serviço: N°01

Responsável Técnico:

Período: 30/01/08 a 30/07/08

Luiz Casuo Yamatogi CREA 10.870/D - MG

Emissão: Abril/2008

Coordenação: CODEVASF

Revisão: B- Setembro/2008

SUMÁRIO

ESTUDO DE CONCEPÇÃO E VIABILIDADE – UBAÍ

MEMORIAL DESCRITIVO – TOMO 2.1

1. INTRODUÇÃO	7
2. PROJEÇÃO POPULACIONAL.....	9
3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO	15
3.1 – Alcance de Projeto	15
3.2 – Parâmetros Básicos	15
3.2.1 – Nível de atendimento (At)	15
3.2.2 – Coeficientes de Variação (Conforme NBR 09649)	15
3.2.3 – Consumo per capita	16
3.2.4 – Cálculo das Vazões	17
3.3 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento da Rede Coletora e Interceptor.....	17
3.4 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento da Elevatória de Esgotos e Linha de Recalque.....	19
3.4.1 – Vazões Mínimas, Médias e Máximas	20
3.4.2 – Gradeamento.....	20
3.4.3 – Linha de Recalque.....	20
3.4.4 – Poço de Sucção.....	22
3.4.5 – Escolha do Tipo de Elevatória	24
3.5 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgotos.....	27
3.5.1 – Carga Orgânica de Contribuição Unitária	27
3.5.2 – Gradeamento.....	27
3.5.3 – Caixa de Areia	28
3.5.4 – Reator de Manta de Lodo - UASB	28
3.5.5 – Leitos de Secagem	30
3.5.6 – Lagoa Anaeróbia	30
3.5.7 – Lagoas Facultativas	30
3.5.8 – Lagoas de Maturação	30
4. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	33
4.1 – Vazões de Pré-Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptores	33
4.2 – Vazões de Pré- Dimensionamento da Elevatória de Esgoto Bruto	36
4.3 – Vazões para Pré-Dimensionamento da ETE	36
5. ESTUDOS DAS ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÃO	39
5.1 – Introdução	39
5.2 – Ligações Prediais.....	40
5.3 – Redes Coletoras	41
5.4 – Interceptor.....	42
5.5 – Estações Elevatórias de Esgoto Bruto	43
5.5.1 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto – EEB-01	43

5.5.2 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto Final	46
5.6 – Estação de Tratamento de Esgotos	48
5.6.1 – Estudo de Autodepuração	50
5.6.2 – Descrição das Alternativas de Tratamento	60
5.6.2.1 - Alternativa I – <i>Reator Anaeróbio + Lagoas de Polimento em série</i>	60
5.6.2.2 - Alternativa II – Sistemas de Lagoas de Estabilização.....	69
5.7 – Conclusão	76
6. ESTIMATIVA DE CUSTOS DAS ALTERNATIVAS	80
ANEXO.....	85
ANEXO A – PLANILHAS DA ESTIMATIVA DE CUSTO	86

ESTUDO DE CONCEPÇÃO E VIABILIDADE – UBAÍ

RELAÇÃO DE DESENHOS – TOMO 2.2

DISCRIMINAÇÃO	DESENHO Nº
Mapa Chave - Sistema Proposto	01/08
Rede Coletora e Interceptores - Locação	02/08
Rede Coletora e Interceptores - Locação	03/08
Rede Coletora e Interceptores - Locação	04/08
Elevatória de Esgoto Bruto 01	05/08
Elevatória Final de Esgoto Bruto	06/08
Planta Situação da ETE Ubaí - Alternativa I.....	07/08
Planta Situação da ETE Ubaí - Alternativa II	08/08

1. INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

O projeto técnico do Sistema de Esgoto Sanitário de Ubaí compreende os seguintes estudos e projetos:

- Estudo de Reconhecimento;
- Estudo de Concepção e Viabilidade;
- Projeto Básico;
- Projeto Executivo.

Inicialmente, para conhecimento da localidade, foi realizado um **Estudo de Reconhecimento** que apresenta um estudo preliminar da exeqüibilidade do sistema de esgotamento sanitário visando a coleta de dados gerais da localidade, diagnóstico do sistema existente, estudos da população e estudos das contribuições de esgoto para a instrução clara e precisa quanto à realização do estudo de concepção e viabilidade.

O **Estudo de Concepção e Viabilidade** é um documento destinado a demonstrar a viabilidade técnico-econômica, social e ambiental de um sistema de esgotamento sanitário e seus impactos sobre os meios físico-biótico-antrópico. A viabilidade do empreendimento será avaliada por meio de comparação de alternativas propostas para o sistema onde será escolhida a alternativa que melhor se adeque às possibilidades de investimento atuais e futuras.

Após escolhida a alternativa de concepção e sua aprovação por parte da coordenação da CODEVASF será realizado o **Projeto Básico** que compreende em um conjunto de elementos necessários e suficientes, com nível de precisão adequado, para caracterizar a obra e os serviços necessários para a implantação do sistema de esgotos sanitários de Ubaí.

A seguir está apresentado o **Estudo de Concepção e Viabilidade** para a sede do município de Ubaí desenvolvido de forma a atender as diretrizes definidas pela CODEVASF, obedecendo às normas vigentes da ABNT e bibliografias de autores consagrados e especialistas da área.

2. PROJEÇÃO POPULACIONAL

2. PROJEÇÃO POPULACIONAL

A Projeção Populacional para a sede urbana de Ubaí está apresentada com maiores detalhes no **Volume 1 – Estudo de Reconhecimento**. Apresenta-se neste volume uma síntese do estudo realizado.

O estudo populacional foi realizado com base nos métodos estatísticos e em parâmetros de aplicação consagrados e recomendados pela literatura técnica especializada e, também no universo de dados existentes.

Para realização dos estudos e avaliação da aplicabilidade dos métodos foram utilizados os seguintes dados:

- Dados do IBGE (censo demográfico) para os anos de 1.970, 1.980, 1.991, 2.000;
- Estimativa populacional para o município de Ubaí realizada pelo IBGE no período de 2.001 a 2.006;
- Publicação “Estudos de Projeções Demográficas do Estado de Minas Gerais” fornecida pela Companhia de Saneamento de Minas Gerais - COPASA realizada antes do censo de 2.000;
- Relatório Preliminar “Projeções de população para municípios de Minas Gerais, por situação do Domicílio – 2.000 a 2.030” realizado pelo Centro de Estatística e Informação (CEI) da Fundação João Pinheiro/MG em 2.007;
- Dados de economias residenciais ligadas à rede de energia elétrica fornecidos pela CEMIG;
- Dados de economias residenciais ligadas à rede de distribuição de água fornecidos pela COPASA; e
- Dados gerais do Brasil e do Estado de Minas Gerais a fim de embasar a escolha das taxas de crescimento da cidade.

De forma geral observou-se que a projeção geométrica com regressão linear, não pode ser empregada direta e isoladamente na definição da projeção populacional da sede urbana de Ubaí para um universo de 20 anos, em consequência das altas taxas aplicadas. Já os outros métodos avaliados, projeções logística e decrescente,

são aplicáveis aos conjuntos de dados eqüidistantes, e apresentam taxas de crescimento coerentes com as dos municípios mineiros.

No entanto, utilizando-se taxas que refletem a realidade do crescimento do município de Ubaí, demonstrado pelo número de economias residenciais da COPASA no período de 2.000 a 2.007, desenvolveu-se, utilizando o método de progressão da COPASA, progressão geométrica sem regressão linear, uma projeção populacional para a sede urbana de Ubaí que melhor reflete a tendência de crescimento da cidade.

Logo, tem-se para a população da sede do município de Ubaí, Quadro 2.1:

- População de referência: 3.450 hab (Censo de 2.000)
- População (Início de plano ano 2.008): 4.671 hab.
- População (Final de plano ano 2.028): 6.405 hab.

Com a definição da projeção populacional para a sede urbana do município, é definida no Quadro 2.2 a projeção por setores censitários.

O produto das frações das áreas de cada setor censitário pelas densidades populacionais definidas no Quadro 2.2 tem como resultado as populações contribuintes de cada uma das 03 (três) sub-bacias pertencentes à área de projeto de Ubaí. O Quadro 2.3 mostra as populações de cada sub-bacia para os anos de 2.008 e 2.028, respectivamente ano de início e alcance do plano.

Apresenta-se no Volume 2 - Tomo 2.2 a Planta Geral de Ubaí com as divisões das sub-bacias.

QUADRO 2.1 – PROJEÇÃO POPULACIONAL DA SEDE URBANA DE UBAÍ

ANO	POPULAÇÃO URBANA	TAXA (%)
1.970	1.090	-
1.980	1.618	3,30
1.991	2.500	5,17
2.000	3.450	6,14
2.001	3.583	3,86
2.002	3.721	
2.003	3.865	
2.004	4.014	
2.005	4.169	
2.006	4.330	
2.007	4.497	
2.008	4.671	
2.009	4.851	
2.010	5.039	
2.011	5.115	1,52
2.012	5.193	
2.013	5.272	
2.014	5.352	
2.015	5.433	
2.016	5.516	
2.017	5.600	
2.018	5.685	
2.019	5.771	
2.020	5.859	
2.021	5.925	1,12
2.022	5.991	
2.023	6.058	
2.024	6.126	
2.025	6.194	
2.026	6.264	
2.027	6.334	
2.028	6.405	
TAXA (%) 2.001 - 2.028		2,23

**QUADRO 2.2 – PROJEÇÃO POPULACIONAL POR SETOR CENSITÁRIO
UBAÍ**

SETOR CENSITÁRIO (IBGE)	ÁREA IBGE (ha)	ÁREA PROJETO (ha)	DENSIDADE POPULACIONAL (hab/ha)			POPULAÇÃO (hab)		
			2.000	2.008	2.028	2.000	2.008	2.028
1	139,14	94,84	8,02	15,93	21,85	1.116	1.511	2.072
2	19,93	25,27	59,96	64,02	87,79	1.195	1.618	2.219
3	39,43	38,84	28,89	39,70	54,44	1.139	1.542	2.115
TOTAL	198,50	158,95	17,38	29,39	40,30	3.450	4.671	6.405

**QUADRO 2.3 – PROJEÇÃO POPULACIONAL POR SUB-BACIA
UBAÍ**

SUB BACIA	SETOR CENSITÁRIO (IBGE)	ÁREA (ha)	DENSIDADE (hab/ha)		POPULAÇÃO (hab)		POPULAÇÃO TOTAL (hab)	
			2.008	2.028	2.008	2.028	2.008	2.028
SB-01	1	46,05	15,93	21,85	734	1.006	734	1.006
SB-02	1	12,51	15,93	21,85	199	273	199	273
SB-03	1	11,15	15,93	21,85	178	244	178	244
SB-04	1	3,70	15,93	21,85	59	81	59	81
SB-05	1	3,81	15,93	21,85	61	83	709	972
	2	8,87	64,02	87,79	568	779		
	3	2,02	39,70	54,44	80	110		
SB-06	3	18,01	39,70	54,44	715	981	715	981
SB-07	1	17,62	15,93	21,85	281	385	1.589	2.179
	2	16,40	64,02	87,79	1.050	1.440		
	3	6,51	39,70	54,44	258	354		
SB-08	3	12,30	39,70	54,44	488	670	488	670
TOTAL		158,95			4.671	6.405	4.671	6.405

3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Os parâmetros para o pré-dimensionamento foram definidos a partir de:

- Dados da cidade de Ubaí;
- Normas técnicas ABNT NBR;
- Parâmetros utilizados pela CODEVASF e COPASA;
- Normas técnicas da COPASA;
- Bibliografia de autores e instituições consagradas.

3.1 – Alcance de Projeto

O alcance dos estudos realizados neste trabalho prevê:

- Anos 2.008 – Início de Plano;
- Ano 2.028 – Final de Plano.

3.2 – Parâmetros Básicos

3.2.1 – Nível de atendimento (At)

O nível de atendimento foi definido com base no “*Escopo dos Serviços – Termo de Referência*” no qual define que 100% da população, ao longo do período de alcance de projeto, estará interligada ao sistema.

3.2.2 – Coeficientes de Variação (Conforme NBR 09649)

- $K_1 = 1,2 \rightarrow$ Coeficiente de reforço do dia de maior consumo;
- $K_2 = 1,5 \rightarrow$ Coeficiente de reforço da hora de maior consumo;
- $K_3 = 0,5 \rightarrow$ Coeficiente de reforço da hora de menor consumo;
- $C = 0,80 \rightarrow$ Coeficiente de retorno água/esgoto.

- Taxa de Infiltração (CI):
 - $CI = 25\%$ da vazão máxima horária doméstica (ABNT); ou
 - $CI = a \times L \rightarrow a = (0,01 \text{ a } 0,2) \text{ l/s x km de rede existente (EDITAL CODEVASF)}$
- $L =$ Extensão de rede.

Deverá ser utilizado o índice que apresentar a menor vazão de infiltração.

3.2.3 – Consumo per capita

O consumo *per capita* de água foi avaliado por meio de uma série histórica mensal de 12 (doze) meses tomando-se por base os consumos das economias micromedidas estabelecidas por meio dos Boletins de Informações Básicas Operacionais e Gerenciais (IBO/IBG), período de 01/2007 a 12/2007, da Companhia de Saneamento de Minas Gerais – COPASA, concessionária do sistema de abastecimento de água da sede do município de Ubaí, conforme 3.2.1.

QUADRO 3.2.1 – CONSUMO PER CAPITA DE ÁGUA DA SEDE DO MUNICÍPIO DE UBAÍ

MÊS/ ANO	PER CAPITA MICROMEDIDO (l/hab.x dia)
jan/07	91,29
fev/07	95,94
mar/07	92,26
abr/07	102,99
mai/07	81,80
jun/07	99,87
jul/07	98,56
ago/07	105,76
set/07	111,06
out/07	116,92
nov/07	110,60
dez/07	89,47
MÉDIA	99,77

Fonte: IBO/IBG - COPASA (01/07 a 12/07)

Adotar-se-á o valor de 100 l/ (hab. x dia).

3.2.4 – Cálculo das Vazões

- Vazão Média

$$Q_{\text{méd}} = \frac{P \times At \times q \times C}{86400} + CI$$

Onde:

- $Q_{\text{méd}}$ \Rightarrow Vazão média (l/s);
- P \Rightarrow População (hab);
- At \Rightarrow Nível de atendimento (%);
- q \Rightarrow Consumo *per capita* = 100 l/(hab. x dia);
- C \Rightarrow Coeficiente de retorno água/esgoto = 0,80;
- CI \Rightarrow Taxa de infiltração (l/s).

- Vazão para Verificação do Dimensionamento (l/s)

$$Q_{\text{mín}} = Q_{\text{méd}} \times K_3$$

- Vazão Máxima Diária (l/s)

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{méd}} \times K_1$$

- Vazão Máxima Horária (l/s)

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{méd}} \times K_1 \times K_2$$

3.3 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento da Rede Coletora e Interceptor

Em todo o pré-dimensionamento hidráulico, utilizou-se como base a fórmula de Manning, sendo a condição de arraste dos esgotos verificada pela tensão trativa média, não inferior a 1,0 Pa.

As redes coletoras e interceptores foram pré-dimensionados para atender as vazões máximas horárias de final de plano (ano 2.028), sendo verificada a tensão trativa média não inferior a 1,0 Pa para as vazões mínimas de início de plano (ano de

2.008), com exceção feita para os interceptores com diâmetro ≥ 400 mm, onde o valor mínimo para a tensão trativa média é de 1,5 Pa.

Segundo a NBR 9.649 de 1.986 da ABNT, a menor vazão utilizada nos cálculos foi de 1,50 l/s, correspondente ao pico instantâneo de vazão da descarga de um vaso sanitário. Sempre que a vazão de jusante for inferior a 1,50 l/s, para cálculos hidráulicos, adotar-se-á o valor de 1,50 l/s.

Foram adotados os diâmetros padronizados comercialmente (DN 150, DN 200, DN 250, DN 300, DN 350, DN 400, DN 500, etc.) e os seguintes materiais:

- Diâmetro DN 150 a DN 350: PVC com junta elástica;
- Diâmetro igual ou superior a DN 400: tubo de concreto com junta elástica (CA-2);
- Ferro Fundido: trechos aéreos.

O diâmetro mínimo adotado foi de 150 mm.

Serão seguidos, ainda, os critérios estabelecidos pela NBR - 12.207 da ABNT.

- Tensão Trativa

A tensão trativa média será verificada nos cálculos das redes coletoras e dos interceptores, através da aplicação de seguinte fórmula:

$$\sigma_t = \gamma \times R_h \times I_o$$

- σ_t \Rightarrow Tensão Trativa (Pa);
- γ \Rightarrow Peso específico da água = 10^4 N/m³;
- R_h \Rightarrow Raio hidráulico (m);
- I_o \Rightarrow Declividade do trecho (m/m).

- Velocidades Mínimas e Máximas

O objetivo de limitar as velocidades é garantir a integridade das superfícies internas das canalizações a fim de minimizar os efeitos da erosão causada pelos sólidos presentes nos esgotos. Conforme preconiza a NBR 09649/1.986 a velocidade final (máxima) está limitada a 5 m/s.

Nos interceptores, a velocidade mínima será aquela que corresponderá à declividade mínima, calculada para que se tenha o valor mínimo da tensão trativa média de 1,0 Pa.

- Lâmina

A lâmina máxima calculada está limitada a 75% do diâmetro.

- Profundidade

A profundidade mínima das redes coletoras será de 1,05 metros para ruas pavimentadas e 1,25 metros para ruas não pavimentadas.

- Tubo de Queda

Quando o degrau de um tubo coletor em um PV, for superior a 0,50 m, será previsto a construção de um tubo de queda, ligando o coletor ao fundo do poço.

Os poços de visita utilizados são padronizados pela COPASA, P-039 ($\varnothing \geq 300$ mm e $h \geq 2,50$ m) e P-062 ($\varnothing < 300$ mm e $h < 2,50$ m), e a localização dos mesmos deverá atender aos seguintes critérios:

- Mudança de direção;
- Mudança de diâmetro;
- Nos pontos onde haja mudança de declividade;
- Nos cruzamentos de tubulações;
- Nos limites de extensão entre os trechos.

Nos casos em que estes poços de visita não atenderem estes critérios serão projetados poços de visita especiais.

3.4 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento da Elevatória de Esgotos e Linha de Recalque

Os critérios e parâmetros utilizados para o pré-dimensionamento de elevatória e linha de recalque foram definidos com base na Norma NBR-12.208 da ABNT.

3.4.1 – Vazões Mínimas, Médias e Máximas

Para determinação das vazões mínimas, médias e máximas de pré-dimensionamento foram considerados os critérios apresentados anteriormente no item 3.2.4.

3.4.2 – Gradeamento

Os sólidos em suspensão no esgoto afluyente, que possam prejudicar o bom funcionamento das bombas, serão removidos por cesto coletor ou grades, dependendo da vazão de dimensionamento, removível por içamento, colocado na altura da boca de descarga do coletor afluyente e dimensionado pela seguinte expressão:

$$V = Q \times \tau$$

Sendo:

- $V \Rightarrow$ Volume de material retido (l/s);
- $Q \Rightarrow$ Vazão afluyente (m^3/s);
- $\tau \Rightarrow$ Taxa de material retido (l/m^3).

Foram adotados os valores, segundo Schroepfer, que estimam a variação da quantidade de material retido, em relação às aberturas das grades conforme apresentado no Quadro 3.4.1 apresentado a seguir.

QUADRO 3.4.1 - CORRELAÇÃO ENTRE O ESPAÇAMENTO ENTRE AS GRADES E TAXA DE MATERIAL RETIDO

ESPAÇAMENTO (cm)	TAXA DE MATERIAL RETIDO (l/m^3)
2,0	0,038
2,5	0,023
3,5	0,012
4,0	0,009
5,0	0,003

3.4.3 – Linha de Recalque

Altura Manométrica

A altura manométrica foi determinada a partir da seguinte expressão:

$$H_{\text{man}} = H_g + hf_c + hf_L$$

Onde:

- $H_{\text{man}} \Rightarrow$ Altura Manométrica (m);
- $H_g \Rightarrow$ Desnível Geométrico (m);
- $hf_c \Rightarrow$ Perda de Carga Contínua (m);
- $hf_L \Rightarrow$ Perda de Carga Localizada (m).

Altura Geométrica

A altura geométrica é a diferença entre o nível do ponto que recebe a linha de recalque e o NA_{MIN} do poço de sucção da elevatória.

Perda de Carga Contínua – hf_c

As perdas de carga contínuas referem-se às extensões das tubulações de sucção e recalque, sendo determinadas a partir da fórmula de Hazen-Williams descrita a seguir:

$$hf_c = 10,643 \times L \times \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,85} \times D^{-4,87}$$

Onde:

- $Q \Rightarrow$ Vazão (m^3/s);
- $D \Rightarrow$ Diâmetro da Tubulação (m);
- $C \Rightarrow$ Coeficiente de Perda de Carga (depende da rugosidade da parede interna da tubulação);
- $L \Rightarrow$ Comprimento da Tubulação (m).

Perdas de Cargas Localizadas - hf_L

As perdas de carga localizadas são causadas por singularidades dos tipos de peças que compõem as tubulações, como curva, junção, válvula, etc. que provocam perturbações localizadas. São calculadas de acordo com a expressão a seguir:

$$hf_L = \sum K \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Onde:

- $V \Rightarrow$ Velocidade na Tubulação (m/s);
- $g \Rightarrow$ Aceleração da Gravidade (m/s²);
- $K \Rightarrow$ Coeficiente que depende de cada peça.

3.4.4 – Poço de Sucção

Volume Útil

A fórmula abaixo foi deduzida para até seis conjuntos moto-bomba e um tempo de ciclo de 10 minutos.

$$Vu = 2,50Qb_1 + 0,98Qb_2 + 0,68Qb_3 + 0,50Qb_4 + 0,40Qb_5 + 0,35Qb_6$$

Sendo,

- $Vu \Rightarrow$ Volume Útil (m³);
- $Qb \Rightarrow$ Vazão correspondente a cada bomba.

Área Útil

$$Au = \frac{Vu}{Hu}$$

Sendo,

- $Au \Rightarrow$ Área útil (m²);
- $Vu \Rightarrow$ Volume Útil (m³);
- $Hu \Rightarrow$ Altura entre os níveis de operação (m).

Volume Efetivo

$$V_{ef} = Ab \times Hm - V_{enchimento}$$

Sendo,

- $Ab \Rightarrow$ Área da base do poço de sucção (m^2);
- $Hm \Rightarrow$ Diferença de nível entre o fundo do poço e o nível médio de operação das bombas (m);
- $V_{enchimento} \Rightarrow$ Volume de enchimento do poço de sucção.

Ciclo de funcionamento

$$TC = \sum_{i=1}^n T_{Si} + T_D \Rightarrow TC \geq 10\text{min}$$

Sendo,

- $TC \Rightarrow$ Tempo total de ciclo (min);
- $TS \Rightarrow$ Tempo de subida do esgoto (min);

$$T_s = \frac{V_1}{Q_a} + \frac{V_2}{Q_a - Q_{b_1}} + \frac{V_3}{Q_a - Q_{b_2}} + \frac{V_4}{Q_a - Q_{b_3}} + \frac{V_5}{Q_a - Q_{b_4}} + \frac{V_6}{Q_a - Q_{b_5}}$$

- $TD \Rightarrow$ Tempo de descida do esgoto (min).

$$T_D = \frac{V_u}{Q_b - Q_a}$$

Tempo de Detenção (Td)

$$T_d = \frac{V_{ef}}{Q_m} \Rightarrow T_d \leq 30\text{min}$$

Sendo,

- $T_d \Rightarrow$ Tempo de detenção (min);
- $V_{ef} \Rightarrow$ Volume efetivo (m^3);
- $Q_m \Rightarrow$ Vazão média (m^3/min)

Velocidades de Sucção e Recalque

A velocidade na sucção e no recalque foi obtida através da expressão:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Sendo:

- $V \Rightarrow$ Velocidade (m/s);
- $Q \Rightarrow$ Vazão (m³/s);
- $A \Rightarrow$ Área da tubulação (m²).

Foram respeitados os limites de velocidade de 0,60 m/s e 3,0 m/s nas tubulações de recalque e de 0,60 m/s e 1,50 m/s nas tubulações de sucção, conforme preconiza a Norma NBR -12.208, salvo indicação dos fabricantes.

3.4.5 – Escolha do Tipo de Elevatória

Na determinação dos tipos de elevatórias a serem estudadas para o sistema de esgotos de Ubaí, foram observadas as condições específicas de cada caso, observando-se os seguintes aspectos:

- Vazões afluentes: porte e variação;
- Alturas manométricas;
- Localização e níveis de prováveis inundações;
- Aspectos técnico-econômicos.

A conjugação dos parâmetros vazão e altura manométrica conduziram o estudo, para definição do conjunto moto-bomba de melhor desempenho, a uma pesquisa ampla do tipo da bomba entre os diversos fabricantes.

Dentro dos critérios básicos anteriormente definidos, o tipo de conjunto elevatório adequado às características necessárias ao sistema em estudo, é descrito a seguir.

- *Estação Elevatória Equipada com Conjuntos Moto-Bomba Centrífugas de Eixo Horizontal Re-Autoescorvante*

Diferencia da elevatória com conjunto moto-bomba centrífuga de eixo horizontal na dispensa do poço seco subterrâneo que poderá ser ao nível do terreno.

Tem como inconveniente a limitação do ponto de funcionamento para alturas manométricas superiores a 50 m.

As bombas re-autoescorvantes são projetadas para instalações em sala própria na estação elevatória não ficando imersa no líquido a ser bombeado.

Os serviços de manutenção são executados com emprego de ferramentas manuais comum para limpeza, desobstrução e inspeção ou substituição do rotor e selo, para isto bastando retirar a tampa traseira sem remover a carcaça e sem precisar desconectar a tubulação.

- *Estação Elevatória Subterrânea Equipada com Conjuntos Submersíveis*

A estação elevatória subterrânea é constituída por uma estrutura única, compreendendo o poço de sucção e a instalação das bombas, dispensando a construção de poço seco, com redução considerável do espaço necessário, representando significativa economia no custo da construção civil.

A bomba é estacionária, podendo funcionar parcial ou totalmente submersa, não configurando problema, caso ocorra inundação na área da elevatória.

Para inspeção, o conjunto moto-bomba é içado do fundo do poço, direcionado por tubos guias, sem desconectar quaisquer ligações. O acoplamento é automático à conexão de descarga pela correspondência entre os flanges desta e do conjunto moto-bomba. Elimina-se, então, a entrada no poço, para esses casos.

Aspectos Importantes:

- Baixo custo de instalação: exclusão de peças especiais, com redução de espaço necessário, resultando menor movimentação de volumes para escavação;
- Fácil inspeção sem esvaziamento ou descida ao poço;
- Segurança de funcionamento: comandos automáticos e alarmes no caso de avarias. Dispensa ajuste das gaxetas, lubrificação dos rolamentos, com período normal de funcionamento variando entre dois ou três anos;
- Acessórios: quadro de comando automático, conexão para tubo de recalque e suporte da bomba, suporte dos cabos elétricos e das guias da bomba,

reguladores de nível facilmente encontrados no mercado. Dispensa peças na sucção e peças especiais;

- Observação da limitação relativa à altura manométrica de recalque, capacidade e eficiência de operação dos conjuntos;
- Inconveniência da lavagem e desinfecção do equipamento nas ocasiões de manutenção.

- *Estação Elevatória com Conjuntos Centrífugos de Eixo Horizontal em Poço Seco*

A estrutura é formada por dois compartimentos: Um para instalação das bombas e outro para acumulação do esgoto a ser recalcado.

As elevatórias com bombas centrífugas poderão ter seus custos onerados pelo tipo de estrutura para proteção quanto a possíveis inundações, uma vez que estas bombas deverão trabalhar afogadas.

O acionamento das bombas é feito por motor elétrico ou de combustão interna.

A manutenção é executada com emprego de ferramentas manuais comuns.

Aspectos importantes dos dispositivos gerais das elevatórias:

- Será necessária a instalação de dispositivos de controle de nível para acionamento das bombas;
- Os poços de sucção deverão ser dotados de extravasores *by pass*, na eventualidade de falta de energia elétrica, pane no sistema eletromecânico e/ou manutenção no sistema;
- Na chegada da tubulação afluyente à elevatória deverá ser instalado cesto, protegendo as bombas contra sólidos de diâmetros excessivos ou corpos estranhos.

A limpeza destas unidades deverá ser periódica e de acordo com os prazos estipulados na fase de projeto.

3.5 – Parâmetros para Pré-Dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgotos

Os parâmetros e critérios adotados no dimensionamento das unidades de tratamento seguiram, sempre que possível, as recomendações da NBR-12.209. Na ausência desta, adotou-se o que recomenda a literatura especializada.

3.5.1 – Carga Orgânica de Contribuição Unitária

A carga orgânica de contribuição unitária adotada foi de 45 g DBO₅/hab.dia.

3.5.2 – Gradeamento

Poderão ser utilizadas duas alternativas para gradeamento, em função da vazão máxima, conforme orientação a seguir:

- Para $Q_{MÁX} > 250$ l/s, será utilizada grade mecanizada;
- Para $Q_{MÁX} < 250$ l/s, será utilizado gradeamento com limpeza manual.

Parâmetro para Dimensionamento

Segundo NBR-12.209, os limites para a velocidade de passagem no canal são:

- Velocidade de passagem mínima = 0,6 m/s;
- Velocidade de passagem máxima = 1,0 m/s;
- Largura do canal.

$$S = \frac{Au}{E} \Rightarrow Au = \frac{Q}{V} \quad e \quad E = \frac{a}{a+t}$$

Sendo:

- S \Rightarrow Área do canal (m²);
- Au \Rightarrow Área útil para velocidade de projeto (m²)
- Q \Rightarrow Vazão afluente (m³/s)
- V \Rightarrow Velocidade de projeto (m/s)
- a \Rightarrow Espaçamento entre as barras (cm);

- $t \Rightarrow$ Espessura das barras (cm);
- $E \Rightarrow$ Eficiência da grade.

3.5.3 – Caixa de Areia

Logo após o gradeamento, serão instaladas as caixas de areia, e em seguida, a Calha Parshall que além da medição da vazão tem a função de controlar as condições hidráulicas à montante da caixa de areia.

Os critérios para limpeza desta são:

- Para $Q_{MÁX} > 250$ l/s, será utilizada limpeza mecanizada, com *by pass* de limpeza manual;
- Para $Q_{MÁX} < 250$ l/s, a limpeza será manual.

Parâmetros Básicos do Dimensionamento

- Comprimento da caixa de areia
- $L \approx 22,5 H$, sendo H a altura da lâmina na caixa.
- Largura da caixa de areia

$$Q = S \times V = b \times H \times V \Rightarrow b = \frac{Q}{H \times V}$$

- $b \Rightarrow$ Largura da caixa (m);
- $Q \Rightarrow$ Vazão dos esgotos (m^3/s);
- $H \Rightarrow$ Altura da lâmina de água (m);
- $V \Rightarrow$ Velocidade do fluxo (m/s) = 0,30 m/s;
- $S \Rightarrow$ Área molhada (m^2).
- Taxa de Escoamento Superficial $\Rightarrow 600$ a $1.300 m^3/m^2 \times dia$

3.5.4 – Reator de Manta de Lodo - UASB

- Tempo de detenção hidráulica (TDH) \Rightarrow Entre 10 e 7 h;
- Altura do reator H_r (m) \Rightarrow Entre 4,0 e 5,0;

- Área de influência de cada tubo de distribuição (m^2) \Rightarrow Entre 2 e 3;
- Velocidade superficial: $Q_{MÉD} \Rightarrow 0,50$ a $0,70$ m/h;
 $Q_{MÁX} \Rightarrow 0,90$ A $1,10$ m/h.
- Carga orgânica volumétrica (kg DQO/ $m^3.d$)

Para esgoto doméstico de baixa concentração a carga orgânica não é fator limitante, devendo-se levar em consideração as cargas hidráulicas volumétricas.

- Cargas Hidráulicas Volumétricas ($m^3/m^3 \times d$)

As cargas hidráulicas volumétricas devem ser mantidas abaixo de:

$Q_{MÉD}$: Menor que $5,0 m^3/m^3 \times d$;

$Q_{MÁX}$: Menor que $6,0 m^3/m^3 \times d$;

Q_{PICO} : Menor que $7,0 m^3/m^3 \times d$.

- Estimativa de Produção de Gás Metano

Foi assumida uma taxa de produção de $0,35 m^3 CH_4/kg$ DQO degradada.

- Estimativa de Produção de Biogás

Foi estimada considerando um teor de metano no biogás igual a 70%.

- Produção de Sólidos

Foi estimada uma taxa média de produção de variável entre $0,10$ e $0,20$ kg SST/kg DQO aplicada.

Para o cálculo de volume de sólidos considerou-se um lodo com concentração de 4% e densidade de $1.020 kg/m^3$.

- Desidratação do Lodo

O lodo gerado nos reatores de manta de lodo será desidratado em leitos de secagem. A produção de lodo nos reatores é baixa, não sendo necessária a remoção diária de sólidos.

A determinação da área de secagem foi feita a partir da produção estimada de sólidos no sistema, considerando uma altura de lâmina de lodo máxima nos leitos de 30 cm.

3.5.5 – Leitos de Secagem

- Tempo de secagem previsto (d) \Rightarrow 10 a 15
- Taxa de aplicação de sólidos (kg SST/m² x ciclo) \Rightarrow 15 (Segundo a NBR 12.209)

3.5.6 – Lagoa Anaeróbia

- Profundidade (h) \Rightarrow 4,0 a 5,0 m;
- Tempo de detenção hidráulica (TDH) \Rightarrow 3 a 6 dias;
- Taxa de aplicação volumétrica (L_v) \Rightarrow 0,1 a 0,3 kg DBO₅/(m³ x dia);
- Carga de DBO afluente - (S₀) \Rightarrow calculada para cada alternativa;
- Eficiência na remoção de DBO (E) \Rightarrow 60%.

3.5.7 – Lagoas Facultativas

- Profundidade (h) \Rightarrow 1,5 a 3,0 m;
- Taxa de Aplicação Superficial (TAS) \Rightarrow Varia com a temperatura local, latitude, exposição solar, altitude entre outros. Adotado o limite entre as faixas para regiões com inverno e insolação moderados, e regiões com inverno quente e elevada insolação \Rightarrow 240 kg DBO₅/(m³ x dia);
- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH) \Rightarrow 15 a 45 dias;
- Coeficiente de Remoção de DBO \Rightarrow K_{20°C} = 0,20 d⁻¹ precedida de lagoa anaeróbia e 0,30 d⁻¹ para lagoa Facultativa única;
- Remoção de DBO e SS \Rightarrow 75 a 85%; e
- Remoção de coliformes \Rightarrow 80 a 90%.

3.5.8 – Lagoas de Maturação

- Profundidade (h) \Rightarrow 0,8 a 1,5 m;
- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH) = 3 a 6 dias;
- Carga de coliformes *per capita*: 10⁹ a 10¹² CF/dia;
- Concentração máxima na mistura do efluente/corpo receptor \leq 1000 CF/100 ml;

- Remoção de coliformes do sistema de lagoas: 99 a 99,99% (função do corpo receptor).

4. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4.1 – Vazões de Pré-Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptores

Com base no estudo do crescimento populacional de Ubaí calculou-se a população a ser atendida pelo sistema de esgotos sanitários.

A população de cada uma das sub-bacias foi calculada a partir da área de cada uma, multiplicada pela densidade correspondente ao setor a que pertence.

Na obtenção das vazões de cada sub-bacia foram calculadas as vazões de esgotos domésticos somadas as vazões de infiltração, utilizando-se da população em cada área de contribuição e os critérios e parâmetros descritos no Capítulo 3.

Como citado no item 3.2.2 a infiltração é dada por:

- 25% da vazão máxima horária doméstica; ou
- $CI = a \times L \rightarrow a = (0,01 \text{ a } 0,2) \text{ l/s} \times \text{km de rede coletora existente};$

$L = \text{Extensão de rede.}$

Sendo utilizado o índice que apresentar a menor infiltração.

Para o Estudo de Concepção foi realizado o Levantamento Topográfico da sede urbana de Ubaí que permitiu avaliar a extensão correta da rede para contabilizar no cálculo da vazão de infiltração. No Estudo de Reconhecimento, Volume 1 deste trabalho, apresentou-se uma expectativa da vazão para o projeto.

Portanto, por meio do levantamento topográfico, foram contabilizados 21.163 metros de redes coletoras a projetar.

Logo, considerando a primeira alternativa para o cálculo da vazão de infiltração obtém-se 2,67 l/s de CI ao final de plano (pior situação).

Para a segunda alternativa será adotado 0,1 l/s x km de rede (índice normalmente adotado pela COPASA). Contabilizadas as redes coletoras obtém-se 2,72 l/s de coeficiente de infiltração.

Entre as duas alternativas a que apresenta a menor infiltração é a primeira: 25% da vazão máxima horária.

As vazões utilizadas para o cálculo das redes coletoras e interceptores estão apresentadas nos Quadros 4.1.1 a 4.1.2.

QUADRO 4.1.1 – VAZÕES CONTRIBUINTES DAS SUB-BACIAS - ANO 2.008
SEDE URBANA DE UBAÍ
REDES COLETORAS, INTERCEPTORES E ELEVATÓRIAS

SUB-BACIAS	POPULAÇÃO (hab)		VAZÕES (l/s)						
			DOMÉSTICA			Q _{infiltração}	TOTAL		
	TOTAL	ATENDIDA	Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}		Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}
SB-1	734	734	0,34	0,68	1,22	0,31	0,65	0,98	1,53
SB-2	199	199	0,09	0,18	0,33	0,08	0,18	0,27	0,42
SB-3	178	178	0,08	0,16	0,30	0,07	0,16	0,24	0,37
SB-4	59	59	0,03	0,05	0,10	0,02	0,05	0,08	0,12
SB-5	709	709	0,33	0,66	1,18	0,30	0,62	0,95	1,48
SB-6	715	715	0,33	0,66	1,19	0,30	0,63	0,96	1,49
SB-7	1.589	1.589	0,74	1,47	2,65	0,66	1,40	2,13	3,31
SB-8	488	488	0,23	0,45	0,81	0,20	0,43	0,66	1,02
TOTAL	4.671	4.671	2,16	4,32	7,78	1,95	4,11	6,27	9,73

C: 0,80
 K1: 1,2
 K2: 1,5
 K3: 0,5
 q: 100 l/hab x dia
 Infiltração: 25% Q_{máx horária}
 Atendimento: 100%

Q_{DOMÉSTICA} :

$$Q_{\text{mín}} = (\text{Pop.atendida} \times C \times K3 \times At) / 86400$$

$$Q_{\text{média}} = (\text{Pop.atendida} \times C \times At) / 86400$$

$$Q_{\text{máx.hor}} = Q_{\text{média}} \times K1 \times K2$$

Q_{TOTAL} :

$$Q_{\text{mín}} = ((\text{Pop.atendida} \times C \times K3 \times At) / 86400) + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_{\text{média}} = ((\text{Pop.atendida} \times C \times At) / 86400) + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_{\text{máx.hor}} = (Q_{\text{média}} \times K1 \times K2) + Q_{\text{inf}}$$

QUADRO 4.1.2 – VAZÕES CONTRIBUINTES DAS SUB-BACIAS - ANO 2.028
SEDE URBANA DE UBAÍ
REDES COLETORAS, INTERCEPTORES E ELEVATÓRIAS

SUB-BACIAS	POPULAÇÃO (hab)		VAZÕES (l/s)						
			DOMÉSTICA			Q _{infiltração}	TOTAL		
	TOTAL	ATENDIDA	Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}		Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}
SB-1	1.006	1.006	0,47	0,93	1,68	0,42	0,88	1,35	2,10
SB-2	273	273	0,13	0,25	0,46	0,11	0,24	0,37	0,57
SB-3	244	244	0,11	0,23	0,41	0,10	0,21	0,33	0,51
SB-4	81	81	0,04	0,07	0,13	0,03	0,07	0,11	0,17
SB-5	972	972	0,45	0,90	1,62	0,41	0,86	1,31	2,03
SB-6	981	981	0,45	0,91	1,63	0,41	0,86	1,32	2,04
SB-7	2.179	2.179	1,01	2,02	3,63	0,91	1,92	2,93	4,54
SB-8	670	670	0,31	0,62	1,12	0,28	0,59	0,90	1,40
TOTAL	6.405	6.405	2,97	5,93	10,67	2,67	5,63	8,60	13,34

C: 0,80

K1: 1,2

K2: 1,5

K3: 0,5

q: 100 l/hab x dia

Infiltração: 25% Q_{máx horária}

Atendimento: 100%

Q_{DOMÉSTICA} : $Q_{mín} = (Pop.atendida \times C \times K3 \times At) / 86400$ $Q_{média} = (Pop.atendida \times C \times At) / 86400$ $Q_{máx.hor} = Q_{média} \times K1 \times K2$ **Q_{TOTAL} :** $Q_{mín} = ((Pop.atendida \times C \times K3 \times At) / 86400) + Q_{inf}$ $Q_{média} = ((Pop.atendida \times C \times At) / 86400) + Q_{inf}$ $Q_{máx.hor} = (Q_{média} \times K1 \times K2) + Q_{inf}$

4.2 – Vazões de Pré- Dimensionamento da Elevatória de Esgoto Bruto

Para o desenvolvimento das alternativas de concepção para o SES de Ubaí foi observado a necessidade de execução de 02 (duas) elevatórias de esgoto bruto:

- Elevatória de reversão locada no prolongamento da Rua Armelita P. Chagas;
- Elevatória locada ao final dos interceptores Ubaí 1 e 2.

As elevatórias projetadas tiveram suas vazões definidas a partir das contribuições da rede coletora e dos interceptores, respectivamente.

As vazões utilizadas para o cálculo das elevatórias da sede urbana foram extraídas dos Quadros 4.1.1 e 4.1.2.

4.3 – Vazões para Pré-Dimensionamento da ETE

O Sistema de Esgotos Sanitários da sede urbana de Ubaí será constituído de uma única ETE, portanto, a vazão de dimensionamento do sistema de tratamento corresponderá a toda contribuição de esgotos da população.

Utilizando-se do índice de atendimento adotado de 100% ao longo do período de alcance de projeto obtiveram-se as populações atendidas no sistema (2.008 – 2.028).

Na obtenção das vazões médias para dimensionamento da ETE foram calculadas as vazões ano a ano, conforme apresentado no Quadro 4.3.1.

QUADRO 4.3.1 - VAZÕES DO SES DA SEDE URBANA DE UBAÍ - ETE

ANO	POPULAÇÃO (hab)		NÍVEL DE ATENDIMENTO (%)	VAZÕES (l/s)						
				DOMÉSTICA			Q _{infiltração}	TOTAL		
	TOTAL	ATENDIDA		Q _{min}	Q _{média}	Q _{máx.hor}		Q _{min}	Q _{média}	Q _{máx.hor}
2.008	4.671	4.671	100	2,16	4,32	7,78	1,95	4,11	6,27	9,73
2.009	4.851	4.851	100	2,25	4,49	8,09	2,02	4,27	6,51	10,11
2.010	5.039	5.039	100	2,33	4,67	8,40	2,10	4,43	6,76	10,50
2.011	5.115	5.115	100	2,37	4,74	8,53	2,13	4,50	6,87	10,66
2.012	5.193	5.193	100	2,40	4,81	8,65	2,16	4,57	6,97	10,82
2.013	5.272	5.272	100	2,44	4,88	8,79	2,20	4,64	7,08	10,98
2.014	5.352	5.352	100	2,48	4,96	8,92	2,23	4,71	7,19	11,15
2.015	5.433	5.433	100	2,52	5,03	9,06	2,26	4,78	7,29	11,32
2.016	5.516	5.516	100	2,55	5,11	9,19	2,30	4,85	7,41	11,49
2.017	5.600	5.600	100	2,59	5,18	9,33	2,33	4,93	7,52	11,67
2.018	5.685	5.685	100	2,63	5,26	9,47	2,37	5,00	7,63	11,84
2.019	5.771	5.771	100	2,67	5,34	9,62	2,40	5,08	7,75	12,02
2.020	5.859	5.859	100	2,71	5,42	9,76	2,44	5,15	7,87	12,21
2.021	5.925	5.925	100	2,74	5,49	9,87	2,47	5,21	7,95	12,34
2.022	5.991	5.991	100	2,77	5,55	9,98	2,50	5,27	8,04	12,48
2.023	6.058	6.058	100	2,80	5,61	10,10	2,52	5,33	8,13	12,62
2.024	6.126	6.126	100	2,84	5,67	10,21	2,55	5,39	8,22	12,76
2.025	6.194	6.194	100	2,87	5,74	10,32	2,58	5,45	8,32	12,91
2.026	6.264	6.264	100	2,90	5,80	10,44	2,61	5,51	8,41	13,05
2.027	6.334	6.334	100	2,93	5,86	10,56	2,64	5,57	8,50	13,20
2.028	6.405	6.405	100	2,97	5,93	10,67	2,67	5,63	8,60	13,34

C: 0,80

K1: 1,2

K2: 1,5

K3: 0,5

q: 100 l/hab x dia

Infiltração: 25% Q_{máx. Hor.}

Atendimento: 100%

Q_{DOMÉSTICA} :

$$Q_{\min} = (\text{Pop.atendida} \times C \times K3 \times At) / 86400$$

$$Q_{\text{média}} = (\text{Pop.atendida} \times C \times At) / 86400$$

$$Q_{\text{máx.hor}} = Q_{\text{média}} \times K1 \times K2$$

Q_{TOTAL} :

$$Q_{\min} = ((\text{Pop.atendida} \times C \times K3 \times At) / 86400) + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_{\text{média}} = ((\text{Pop.atendida} \times C \times At) / 86400) + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_{\text{máx.hor}} = (Q_{\text{média}} \times K1 \times K2) + Q_{\text{inf}}$$

5. ESTUDO DAS ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÃO

5. ESTUDOS DAS ALTERNATIVAS DE CONCEPÇÃO

5.1 – Introdução

A elaboração do Estudo de Concepção do Sistema de Esgotos Sanitários da Sede do município de Ubaí tem como meta a escolha da melhor alternativa técnica, econômica e ambiental para coletar, transportar e tratar os esgotos dessa localidade.

O desenvolvimento das alternativas de concepção do sistema foi baseado em estudos para definição do plano de esgotamento de redes coletoras, traçado dos interceptores, de locais para implantação das elevatórias e, conseqüentemente, dos traçados das linhas de recalque, dos locais para implantação da estação de tratamento de esgotos e dos tipos de processos para tratamento.

A topografia de Ubaí favorece o esgotamento dos esgotos a favor das bacias hidrográficas do Riacho Canoas e do Riacho Galeão. A principal, do Riacho Galeão, recebe a contribuição de esgoto de cerca de 70% da área urbana e a bacia do Riacho Canoas recebe os outros 30%.

Para que os esgotos sejam tratados em apenas um ponto da cidade, será necessária a implantação de uma elevatória, locada no prolongamento da Rua Armelita P. Chagas, para reversão dos esgotos da bacia do Riacho Canoas, formada pelas sub-bacias 01 e 02, para a bacia do Riacho Galeão, sub-bacia 03.

Obedecendo, ainda, o traçado da topografia de Ubaí, foram locados dois interceptores: o Interceptor Ubaí 1, que contorna a cidade de Ubaí pelo lado esquerdo sentido Rodovia-ETE, e o interceptor Ubaí 2 que margeia o Riacho Galeão.

Uma particularidade para o projeto em Ubaí são os arruamentos com presença de afloramentos rochosos, que dificultarão a implantação das redes coletoras e interceptores, e casas abaixo do greide. Estes fatores necessitarão ser avaliados para definir como serão executados.

Assim, o traçado das redes coletoras e dos interceptores e seus pré-dimensionamentos foram realizados sem necessidade de concepções alternativas.

A estação elevatória de esgoto bruto final será locada no encontro dos interceptores, próxima ao final da Rua Antônio Nanarou, tendo a função de recalcar os esgotos

para um ponto mais alto do sistema de tratamento na área da ETE. O conjunto moto-bomba a ser utilizado será escolhido após pesquisa, por meio de fornecedores, do produto com melhor custo x benefício a ser implantado.

A Estação de Tratamento de Esgotos será locada a jusante do centro urbano, após travessia sobre o Riacho Galeão na Rua Odília Almeida. O local possui área suficiente para abrigar processos de tratamentos diversos. Como citado, os esgotos serão enviados à ETE por meio de recalque.

O efluente tratado será lançado no Riacho Galeão que constitui um corpo receptor com pequeno potencial de diluição do efluente, visto que este apresenta vazão muito pequena na época de estiagem. Dessa forma, será necessário um estudo de autodepuração para se definir a eficiência mínima a ser alcançada na ETE para o cumprimento dos padrões ambientais.

Para a concepção do tratamento a ser utilizado pela ETE serão estudadas duas alternativas, sendo elas:

- Reator UASB + Lagoas de Polimento;
- Sistema de Lagoas de Estabilização: Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa + Lagoa de Maturação.

Observa-se que, pelo supracitado, para efeito de avaliação dos custos as alternativas de tratamento são as que diferenciam os orçamentos finais das alternativas.

Assim, o Estudo de Concepção apresentado, a seguir, analisará técnica e economicamente as alternativas de tratamento comparando-as e procurando pela melhor opção de projeto para a sede do município de Ubaí.

5.2 – Ligações Prediais

Para a previsão do custo global da alternativa a ser eleita como sendo a melhor opção para o SES de Ubaí foram estimados os custos de implantação das ligações prediais para a localidade.

Para a estimativa do número de ligações prediais de esgoto utilizou-se dos dados populacionais para o ano de 2.008, ano de início de projeto, e também do índice de

habitante por domicílio e da relação do número de economias por ligações prediais retirados dos relatórios da COPASA - IBO/IBG de Dez/2.007.

$$N^{\circ} \text{ Ligações} = \frac{P_{at}}{I_{hab/dom} \times R_{E/L}}$$

Onde:

- P_{at} \Rightarrow População atendida;
- $I_{hab/dom}$ \Rightarrow Índice de habitante por domicílio = 3,72 (IBO/IBG - COPASA);
- $R_{E/L}$ \Rightarrow Relação do número de economias por ligações predial = 1,01 (IBO/IBG - COPASA).

O Quadro 5.2.1 apresenta uma estimativa do número de ligações prediais de esgoto a serem implantadas em 2.008.

QUADRO 5.2.1 – ESTIMATIVA DO NÚMERO DE LIGAÇÕES PREDIAIS

POPULAÇÃO (hab)		NÚMERO DE LIGAÇÕES PREDIAIS A IMPLANTAR
TOTAL	ATENDIDA	
4.671	4.671	1.243

O número de ligações residenciais do sistema de abastecimento de água de Ubaí, informado pelo IBO/IBG COPASA, é de 1.247 ligações, sendo coerente com o valor pré-dimensionado de 1.243 ligações. A diferença entre os valores deve-se a população inferida de ambos.

5.3 – Redes Coletoras

O Estudo de Reconhecimento do sistema de esgoto sanitário existente em Ubaí apontou a inexistência de redes coletoras na cidade, sendo que a população utiliza-se de fossas sépticas ou “negras” para a disposição das águas servidas nas residências.

A topografia de Ubaí favorece o esgotamento dos esgotos a favor das bacias hidrográficas do Riacho Canoas e do Riacho Galeão. A principal, do Riacho Galeão, recebe a contribuição de esgoto de cerca de 70% da área urbana e a bacia do Riacho Canoas recebe os outros 30%.

Uma particularidade para o projeto das redes coletoras em Ubaí são os arruamentos com presença de afloramentos rochosos, que dificultarão a implantação das redes e, casas abaixo do greide. Estes fatores serão verificados para a escolha do processo executivo a ser empregado na instalação das redes.

A concepção de um novo sistema propõe a implantação de redes coletoras em toda a cidade obedecendo a respectiva bacia de drenagem. O plano de esgotamento das redes coletoras da bacia do Riacho Canoas será realizado em direção à elevatória de reversão, enquanto o plano de esgotamento da bacia do Riacho Galeão será realizado em direção aos interceptores.

As redes coletoras perfazem uma extensão total de 21.163 metros sendo pré-dimensionadas seguindo os parâmetros e critérios definidos no Capítulo 3.

A extensão da rede coletora pré-dimensionada, por diâmetro e por material está apresentada no Quadro 5.3.1.

O plano de esgotamento está apresentado no Volume 2, Tomo 2.2 – Desenhos.

QUADRO 5.3.1 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA

SUB-BACIA	DIÂMETRO (mm)	MATERIAL	EXTENSÃO REDE (m)
1	150	PVC	6.002
2	150	PVC	2.673
3	150	PVC	1.891
4	150	PVC	691
5	150	PVC	2.890
6	150	PVC	3.800
7	150	PVC	7.079
8	150	PVC	2.137
TOTAL			27.163

5.4 – Interceptor

Obedecendo ao traçado da topografia de Ubaí foram locados os interceptores no contorno da cidade e junto ao Riacho Galeão.

O Interceptor Ubaí 1 foi locado do lado esquerdo da cidade, sentido Rodovia-ETE, com início ao final da Rua Hilda Braga seguindo pelo lado esquerdo até a área da

estação elevatória de esgoto bruto final, EEB-Final, locada próxima ao final da Rua Antônio Nanarou.

O Interceptor Ubaí 1 recebe as contribuições de esgotos das sub-bacias 03, 04, 05 e parte da 06 e recalque da EEB-01(SB-01 e 02). Perfaz uma extensão total de 1.342 metros em DN 150 mm em PVC junta elástica, sendo pré-dimensionado seguindo os parâmetros e critérios definidos no Capítulo 3.

O Interceptor Ubaí 2 foi locado na margem esquerda do Riacho Galeão com seu início à Rua Pedro Veloso seguindo até a área da EEB-Final.

O Interceptor Ubaí 2 recebe as contribuições de esgotos das sub-bacias 07, 08 e parte da 06. Perfaz uma extensão total de 920 metros em DN 150 mm em PVC junta elástica, sendo pré-dimensionado seguindo os parâmetros e critérios definidos no Capítulo 3.

Os planos de esgotamentos estão apresentados no Volume 2, Tomo 2.2 – Desenhos.

5.5 – Estações Elevatórias de Esgoto Bruto

Para o desenvolvimento das alternativas de concepção do SES de Ubaí foi observado a necessidade de execução de 02 (duas) elevatórias de esgoto bruto:

- Elevatória de reversão locada no prolongamento da Rua Armelita P. Chagas;
- Elevatória Final locada ao final dos interceptores Ubaí 1 e 2.

5.5.1 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto – EEB-01

Como citado na concepção das redes coletoras Ubaí está inserida em duas bacias de drenagem: bacia do Riacho Canoas e Riacho Galeão.

Para que os esgotos sejam tratados em apenas um ponto da cidade, será necessária a implantação de uma estação elevatória de esgoto bruto, EEB-01, locada no prolongamento da Rua Armelita P. Chagas, para reversão dos esgotos da bacia do Riacho Canoas, formada pelas sub-bacias 01 e 02, para a bacia do Riacho Galeão, sub-bacia 03 na Avenida Tancredo Neves ao lado do cemitério.

Para definição do conjunto moto-bomba a ser utilizado na estação elevatória foi realizado um pré-dimensionamento, do qual se gerou um estudo técnico e econômico, apresentado no Quadro 5.5.1, para verificar quais as condições ideais de operação do sistema. Desta forma, concluiu-se que a opção de uma única bomba submersível em operação da marca KSB modelo KRT 40-250 K/122 XG é a que apresenta melhor custo global de implantação e operação.

Características da EEB - 01

- Conjunto Moto-Bomba Submersível da marca KSB modelo 40-250 K/122 XG
 - Ponto de Operação: 1,90 l/s x 13,59 m.c.a.;
 - Rendimento Hidráulico: 22%;
 - Potência do motor: 1,47 cv;
 - Diâmetro do Rotor: 117 mm;
 - Rotação: 3.310 rpm;
 - Diâmetro Máximo dos Sólidos: 20 mm.
- Poço de Sucção:
 - Área: (1,20 x 1,20) m²;
 - Altura entre níveis: 0,50 m.

QUADRO 5.5.1 – ESTUDO TÉCNICO E ECONÔMICO ENTRE OS CONJUNTOS MOTO-BOMBA

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

EE-01

RECALQUE: DIÂMETRO 50 mm - 675 m

PONTO DE OPERAÇÃO REQUERIDO:

 $Q_{MAX} = 2,67 \text{ l/s}$ $H_{MAN} = 55,31 \text{ m.c.a}$

ESPECIFICAÇÕES		SUBMERSÍVEL			RE-AUTOESCORVANTE
		ABS	KSB	FLYGT	ESCO
DADOS DOS CONJUNTOS MOTO-BOMBA	MODELO	PIRANHA M100 / 2D	KRT 40-250 K/122 XG		ESCO MASTER HP-3
	NÚMERO DE CONJUNTOS	1+1	1+1	NÃO DISPONÍVEL	1+1
	$Q_{DA BOMBA} \text{ (l/s)}$	2,67	2,67		5,28
	$H_{MAN} \text{ (m)}$	55,31	55,31		55,31
	VELOCIDADE (m/s)	1,36	1,36		0,76
	$\eta_{HIDRÁULICO} \text{ (%)}$	20,30	25,00		40,00
	POTÊNCIA (cv)	13,50	13,50		12,50
	POT. INSTALADA (cv)	9,70	7,88		9,74
	ROTAÇÃO (rpm)	3.450	3.450		1.770
CUSTO	EQUIPAMENTOS (R\$)	26.080,00	29.256,00	NÃO DISPONÍVEL	35.438,00
	CUSTO ENERGIA 2.008 A 2.028 (R\$)	200.100,35	162.481,48		101.550,93
	INSTALAÇÃO (R\$)	75.000,00	75.000,00		140.000,00
	TOTAL (R\$)	301.180,35	266.737,48		276.988,93

5.5.2 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto Final

A estação elevatória de esgoto bruto final será locada no encontro dos interceptores, próxima ao final da Rua Antônio Nanarou, tendo a função de recalcar os esgotos para um ponto mais alto do sistema de tratamento na área da ETE.

Para definição do conjunto moto-bomba a ser utilizado na estação elevatória foi realizado um pré-dimensionamento, do qual se gerou um estudo técnico e econômico, apresentado no Quadro 5.5.2, para verificar quais as condições ideais de operação do sistema. Desta forma, concluiu-se que a opção de uma única bomba submersível em operação da marca ABS modelo EJ10B é a que apresenta melhor custo global de implantação e operação.

Características da EEB - Final

- Conjunto Moto-Bomba Submersível marca ABS modelo EJ10B:
 - Ponto de Operação: 3,48 l/s x 7,26 m.c.a.;
 - Rendimento Hidráulico: 41,50%;
 - Potência do motor: 1,0 cv;
 - Diâmetro do Rotor: 130 mm;
 - Rotação: 1.750 rpm;
 - Diâmetro Máximo dos Sólidos: 65 mm.
- Poço de Sucção:
 - Área: (1,20 x 1,20) m²;
 - Altura entre níveis: 0,50 m.

**QUADRO 5.5.2 – ESTUDO TÉCNICO E ECONÔMICO ENTRE OS CONJUNTOS MOTO-BOMBA
PRÉ-DIMENSIONAMENTO**

EE-FINAL

RECALQUE: DIÂMETRO 80 mm - 78 m

PONTO DE OPERAÇÃO REQUERIDO: $Q_{MAX} = 3,48 \text{ l/s}$ $H_{MAN} = 7,26 \text{ m.c.a}$

ESPECIFICAÇÕES		SUBMERSÍVEL			HORIZONTAL	RE-AUTOESCORVANTE
		ABS	KSB	FLYGT	KSB	ESCO
DADOS DOS CONJUNTOS MOTO-BOMBA	MODELO	EJ 10 B	KRT 65-200 F/ 14 U1G	DP 3068.180 MT	MEGAFLOW K 50-160	ESCO MASTER LP-2
	NÚMERO DE CONJUNTOS	1+1	1+1	1+1	1+1	1+1
	Q DA BOMBA (l/s)	3,48	3,48	3,50	3,48	3,48
	H _{MAN} (m)	7,26	7,26	7,30	7,26	7,26
	VELOCIDADE (m/s)	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
	ηHIDRÁULICO (%)	41,50	31,00	27,60	46,00	28,80
	POTÊNCIA (cv)	1,00	1,75	0,99	1,50	3,00
	POT INSTALADA (cv)	0,81	1,09	1,23	0,76	1,17
	ROTAÇÃO (rpm)	1.750	1.750	1.705	1.750	1.770
CUSTO	EQUIPAMENTOS (R\$)	10.392,00	13.862,00	10.796,00	10.052,00	17.804,00
	CUSTO ENERGIA 2.008 A 2.030 (R\$)	16.495,39	22.082,53	24.939,50	14.881,71	23.769,40
	INSTALAÇÃO (R\$)	75.000,00	75.000,00	75.000,00	140.000,00	140.000,00
	TOTAL (R\$)	101.887,39	110.944,53	110.735,50	164.933,71	181.573,40

5.6 – Estação de Tratamento de Esgotos

Segundo o estudo de reconhecimento do sistema de esgoto sanitário da sede urbana de Ubaí, a cidade não possui uma Estação de Tratamento de Esgotos sendo que a população utiliza-se de fossas sépticas ou “negras” para a disposição das águas servidas nas residências. Sendo assim, propõe-se para o SES de Ubaí a implantação de uma ETE, de forma a melhorar a qualidade de vida da população, assegurando condições sanitárias adequadas, e controle dos impactos ambientais decorrentes da disposição final dos efluentes domésticos.

A área escolhida para a Implantação da estação de tratamento de esgotos de Ubaí localiza-se a jusante da área urbanizada do município, sendo o acesso à área localizado ao final da Rua Odília Almeida após a ponte sobre o Riacho Galeão.

A Foto 5.6.1 apresenta a área da ETE e sua localização.

FOTO 5.6.1 – VISTA DA ÁREA DA ETE



A área onde será implantada a ETE é propriedade de terceiros e será de responsabilidade da Prefeitura providenciar sua aquisição.

Para o reconhecimento do terreno foi realizado um levantamento geotécnico, sendo executados 06 (seis) furos de sondagens à percussão e 09 (nove) furos de sondagem a trado. O perfil geotécnico apresenta regularidade na área de estudo, com ocorrências rochosas a pequena profundidade, geralmente inferior a meio metro, ou aflorando no terreno. A camada superficial do solo é constituída de argila siltosa pouco arenosa, areia fina e argila arenosa.

Para a elaboração do projeto executivo um projeto geotécnico deverá ser detalhado, inclusive com a definição do processo para impermeabilização dos taludes e fundos das lagoas de estabilização.

Para o Estudo de Concepção foi considerada a opção de importar todo o material de aterro para os diques das lagoas e a impermeabilização do fundo e taludes previsto com geomembrana têxtil.

Após escolha da área, serão estudadas alternativas de concepção de tratamento que melhor se ajustam à área disponível e às características do esgoto gerado em Ubaí. Além disso, o local de lançamento, o Riacho Galeão e sua capacidade de autodepuração, é fator primordial para decisão das alternativas de concepção.

A possibilidade de utilização do Riacho Galeão, como corpo receptor do sistema de tratamento de esgotos de Ubaí, deve ser avaliada através de um estudo de autodepuração. Neste estudo será avaliada a capacidade de recuperação natural do corpo receptor, e definida a eficiência mínima a ser alcançada pelo processo de tratamento, sem prejuízos ao atendimento dos padrões ambientais. O Riacho Galeão pode ser visto na Foto 5.6.2.

FOTO 5.6.2 – RIACHO GALEÃO



Para a escolha das alternativas de processo de tratamento de esgotos da sede urbana de Ubaí priorizou-se as opções com processos não mecanizados, com baixo consumo energético e facilidade de operação. Dessa forma, as alternativas propostas para estudo constituem-se, basicamente, de:

- Reator UASB + Lagoa de Polimento;
- Sistema de Lagoas de Estabilização: Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa+ Lagoa de Maturação.

5.6.1 – Estudo de Autodepuração

O lançamento dos esgotos, de forma descontrolada, provoca queda dos níveis de oxigênio dissolvido nos cursos d'água, e, conseqüentemente, diversos problemas de poluição das águas. Com a introdução de matéria orgânica nos cursos d'água, proveniente dos esgotos, tem-se início a processos naturais de estabilização da matéria orgânica por meio de bactérias decompositoras que utilizam o oxigênio dissolvido presente na água para sua respiração. Este processo pode causar um grande desequilíbrio no corpo d'água dependendo da concentração de matéria orgânica introduzida, e, conseqüentemente, dos níveis de oxigênio dissolvido alcançados. O processo de autodepuração deve ser entendido como a capacidade natural de recuperação do corpo d'água após as alterações introduzidas pelos despejos.

O estudo de autodepuração do Riacho Galeão, no ponto de lançamento dos efluentes da ETE de Ubaí, foi realizado procurando avaliar a capacidade de assimilação do riacho e a qualidade permitida para o efluente a ser lançado. Para tanto, foi utilizado o modelo clássico de *Streeter* e *Phelps* que considera o balanço do oxigênio dissolvido no corpo d'água.

Para este estudo foi considerada a bacia de contribuição do Riacho Galeão no ponto de lançamento, delimitando-se toda área da bacia a montante deste ponto. A delimitação da área da bacia hidrográfica de interesse foi realizada através da “Carta do Brasil” do IBGE, escala 1:50.000.

- Área da Bacia do Riacho Galeão = 75,0 km²

Para estimativa da vazão mínima ($Q_{7, 10}$ - mínima vazão unificada em sete dias consecutivos para um período de 10 anos de recorrência) foi consultado o livro “Deflúvios Superficiais no Estado de Minas Gerais”, editado por HIDROSISTEMAS e COPASA - 1995, onde localizou-se o Ponto de Informação Hidrométrica mais próximo da bacia de interesse de estudo. O ponto de informação utilizado foi o de

código 075, localizado no Rio São Francisco em São Romão. O coeficiente de deflúvio superficial mínimo da área é de 1,25 l/ s. km².

Logo, tem-se para o cálculo da vazão de referência Q_{7,10}:

$$Q_{7,10} = Ad \times R_{e \text{ min } 7,10}$$

Onde:

- Ad ⇒ Área de drenagem do curso d'água no ponto de lançamento desejado (km²);
- R_{e min 7,10} ⇒ Rendimento específico mínimo de sete dias de duração e 10 anos de recorrência (l/s.km²).
- Rendimento específico mínimo de sete dias e 10 anos de recorrência:

$$R_{e \text{ min } 7,10} = F_{7,10} \times R_{e \text{ min } M,10}$$

Onde:

- F_{7,10} ⇒ Função de inferência para rendimentos mínimos calculado com base em formulação e tabela apresentados na bibliografia de referência para o estudo (HIDROSISTEMAS e COPASA – 1995)
- ⇒ F_{7,10} = 0,911;
- R_{e min M,10} ⇒ Deflúvio superficial mensal mínimo = 1,25 l/s x km².

Logo:

$$R_{e \text{ min } 7,10} = 1,138 \text{ l/s.km}^2$$

Assim:

$$Q_{7,10} = 75,0 \text{ km}^2 \times 1,138 = 85,39 \text{ l/s}$$

Para o presente estudo, o Riacho Galeão foi considerado como corpo d'água de classe 2, sendo o oxigênio dissolvido mínimo permissível para esta classe igual a 5 mg/l.

A seguir são apresentadas as planilhas do estudo de autodepuração, Quadros 5.6.1 e 5.6.2.

QUADRO 5.6.1 - ESTUDO DE AUTODEPURAÇÃO DO RIACHO GALEÃO – VARIÁVEIS DE ENTRADA PARA O MODELO DE STREETER-PHELPS

CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA	POPULAÇÃO ATENDIDA - 2028 (hab.)	6.405
	CARGA DE DBO PER CAPITA (g/hab.x dia)	45
CARACTERÍSTICAS DOS ESGOTOS	VAZÃO MÉDIA - Q_e (m³/s)	0,00860
	CARGA DE DBO (kg/dia)	288
	CONCENTRAÇÃO DE DBO_e (mg/l)	388
	CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES FECAIS (CF/100ml)	8.619.994
CARACTERÍSTICAS DA BACIA HIDROGRÁFICA	ÁREA DE DRENAGEM A MONT. DO PONTO DE LANÇAMENTO (km²)	75,00
	$F_{7,10}$	0,911
	DEFLÚVIO SUPERFICIAL MENSAL MÍNIMO (l/s x km)	1,25
CARACTERÍSTICAS DO CURSO D'ÁGUA	CLASSE DO CORPO D'ÁGUA	2
	VAZÃO DO RIO - $Q_{7,10}$ (m³/s)	0,1
	ALTITUDE (m)	550
	TEMPERATURA DA ÁGUA (°C)	23
	PROFUNDIDADE REFERENTE A VAZÃO MÍNIMA (m)	0,6
	LARGURA REFERENTE A VAZÃO MÍNIMA NO TRECHO CONSIDERADO (m)	1,2
	VELOCIDADE MÉDIA (m/s)	0,12
	DISTÂNCIA DE PERCURSO - d (km)	40,0
	INTERVALO DE SECCIONAMENTO PARA ESTUDO (km)	0,50
	CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES FECAIS (CF/100ml))	0
OXIGÊNIO, OD e DBO	PERCENTUAL DE SATURAÇÃO DO OXIGÊNIO DISSOLVIDO DO RIO (%)	85
	CONCENTRAÇÃO DE SATURAÇÃO - C_s (mg/l)	8,3
	OXIGÊNIO DISSOLVIDO DO RIO - OD_r (mg/l)	7,1
	OXIGÊNIO DISSOLVIDO DO ESGOTO - OD_e (mg/l)	0
	OXIGÊNIO DISSOLVIDO MÍNIMO PERMISSÍVEL (mg/l)	5
	DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO DO RIO - DBO_r (mg/l)	3
	DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO DO ESGOTO - DBO_e (mg/l)	388
COEFICIENTE DE DESOXIGENAÇÃO	K_1 PARA 20 °C	0,35
	K_1 PARA 23 °C	0,40
COEFICIENTE DE REAERAÇÃO K_2	K_2 PARA 20 °C	0,75
	K_2 PARA 23 °C	0,81
TEMPO DE PERCURSO (t) (dias)	$t = \frac{d}{V \times 86.400}$	3,90

**QUADRO 5.6.2 - ESTUDO DE AUTODEPURAÇÃO DO RIACHO GALEÃO
CONDIÇÕES DA MISTURA DO ESGOTO BRUTO NO CORPO RECEPTOR**

	FÓRMULA	
CONCENTRAÇÃO DE OXIGÊNIO DA MISTURA C_o (mg/l)	$C_o = \frac{Q_r \times ODr + Q_e \times ODe}{Q_r + Q_e}$	6,45
DÉFICIT DE OXIGÊNIO D_o (mg/l)	$D_o = C_s - C_o$	1,85
CONSTANTE DE TRANSF. DA DBO_5 A DBO ÚLTIMA - K_T	$K_T = \frac{DBO_u}{DBO_5} = \frac{1}{1 - e^{-5K_1}}$	1,15
DBO_5 DA MISTURA (mg/l)	$DBO_5 = \frac{Q_r \times DBO_r + Q_e \times DBO_e}{Q_r + Q_e}$	38,22
CONCENTRAÇÃO DE DBO ÚLTIMA DA MISTURA L_o (mg/l)	$L_o = DBO_5 \cdot K_t$	43,95
ANÁLISE DO TEMPO CRÍTICO - t_c (dias)	$\frac{L_o}{D_o} > \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow t_c > 0 \quad \quad \quad \frac{L_o}{D_o} = 23,76 \quad \quad \quad \frac{K_2}{K_1} = 2,02$ $\frac{L_o}{D_o} = \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow t_c = 0$ $\frac{L_o}{D_o} < \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow t_c < 0$ <p>$t_c > 0$, o tempo crítico é positivo, a partir do ponto de lançamento haverá uma queda no oxigênio dissolvido, originando um déficit crítico superior ao inicial.</p> <p>$t_c = 0$, o tempo crítico é igual a 0 ou seja, ocorre no exato local do lançamento, o déficit inicial é igual ao déficit crítico.</p> <p>$t_c < 0$, o tempo crítico é negativo, tal indica que, desde o lançamento, a concentração de oxigênio dissolvido tende a se elevar, o déficit inicial é o maior déficit observado.</p>	
TEMPO CRÍTICO t_c (dias)	$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \cdot \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \cdot \left[1 - \frac{D_o \cdot (K_2 - K_1)}{L_o \cdot K_1} \right] \right\}$	1,61
DISTÂNCIA CRÍTICA d_c (km)	$d_c = t_c \cdot v \cdot 86.400$	16,50
DÉFICIT CRÍTICO DE OXIGÊNIO D_c (mg/l)	$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_o \times e^{-K_1 \times t_c}$	11,42
CONCENTRAÇÃO CRÍTICA (OD_c) (mg/l)	$OD_c = C_s - D_c$	-3,12

Como pode ser observado no Quadro 5.6.2, o lançamento de esgoto no Riacho Galeão, no ponto considerado, acarreta uma grande queda nos níveis de oxigênio dissolvido, alcançando, inclusive, condições de anaerobiose no curso d'água. Visto que ocorrem concentrações de OD_c inferiores à mínima permissível para a classe do corpo d'água ($OD_{min} = 5,0 \text{ mg/l}$), haverá necessidade de adoção de medidas de controle ambiental, recomendando-se o tratamento dos efluentes.

Configurada a necessidade de tratamento, um novo estudo será realizado considerando o esgoto tratado e a eficiência do tratamento proposto, procurando avaliar se o nível do tratamento escolhido é adequado para que o lançamento do efluente tratado não cause dano ambiental no corpo receptor. Inicialmente será considerada eficiência de 70%, possível de ser alcançada com a utilização apenas de reatores UASB no tratamento a ser implantado.

Observa-se no Quadro 5.6.3 que a utilização de um processo de tratamento com eficiência de 70% promove uma melhora significativa nos níveis de oxigênio dissolvido. No entanto, o tratamento proporcionará, nas condições de mistura com o riacho, o alcance de concentrações de oxigênio dissolvido ainda inferiores ao limite mínimo permissível.

Para que o lançamento dos esgotos não implique em alterações na qualidade da água do riacho e não esteja em desacordo com a legislação ambiental será necessário um sistema de tratamento que possibilite eficiências superiores a 70%. Dessa forma, uma segunda alternativa de tratamento será considerada na avaliação da autodepuração do riacho, sendo verificado o lançamento de efluente tratado por processo de tratamento com eficiência de 85%.

Observa-se no Quadro 5.6.4 que a utilização de um processo de tratamento com eficiência de 85% proporciona, nas condições de mistura com o riacho, o alcance da concentração de oxigênio dissolvido acima do mínimo permissível.

QUADRO 5.6.3 - ESTUDO DE AUTODEPURAÇÃO DO RIACHO GALEÃO - CONDIÇÕES DA MISTURA DO ESGOTO TRATADO NO CORPO RECEPTOR EFICIÊNCIA DE 70%

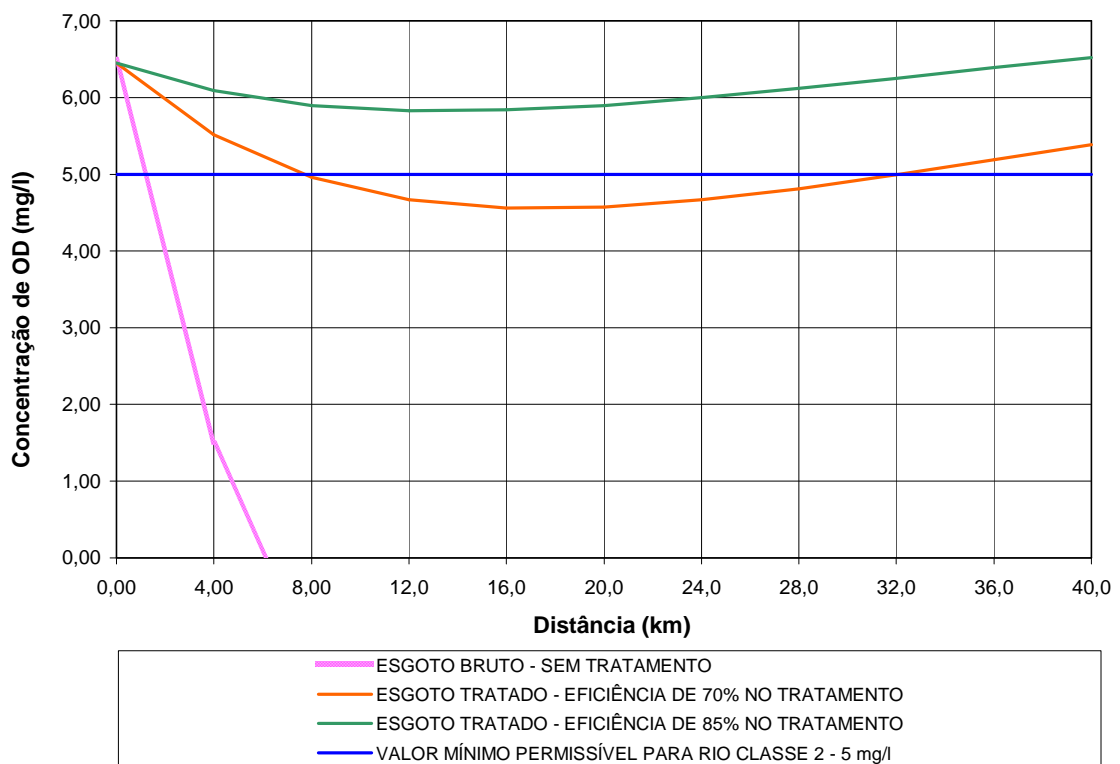
	FÓRMULA		
TRATAMENTO SECUNDÁRIO	EFICIÊNCIA (%)		70
	DBO _{efluente} - DBO _e (mg/l)	$DBO_e = DBO_{e \text{ bruto}} \left(1 - \frac{E}{100}\right)$	116,37
	COEFICIENTE DE DESOXIGENAÇÃO (d ⁻¹)	K ₁ para T = 20 °C	0,20
		K ₁ para T = 23 °C	0,23
CONCENTRAÇÃO DE OXIGÊNIO DA MISTURA Co (mg/l)	$Co = \frac{Qr \times ODr + Qe \times ODe}{Qr + Qe}$		6,45
DÉFICIT DE OXIGÊNIO D _o (mg/l)	Do = Cs - Co		1,85
CONSTANTE DE TRANSF. DA DBO ₅ A DBO _{ÚLTIMA} K _T	$K_T = \frac{DBO_U}{DBO_5} = \frac{1}{1 - E^{-5K_1}}$		1,46
DBO ₅ DA MISTURA (mg/l)	$DBO_5 = \frac{Qr \times DBO_r + Qe \times DBO_e}{Qr + Qe}$		13,37
CONCENTRAÇÃO DE DBO ÚLTIMA DA MISTURA L _o (mg/l)	Lo = DBO ₅ . Kt		19,52
ANÁLISE DO TEMPO CRÍTICO t _c (dias)	$\frac{Lo}{Do} > \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow tc > 0$ $\frac{Lo}{Do} = \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow tc = 0$ $\frac{Lo}{Do} < \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow tc < 0$ $\frac{Lo}{Do} = 10,55 \quad \frac{K_2}{K_1} = 3,52$ tc > 0, o tempo crítico é positivo, a partir do ponto de lançamento haverá uma queda no oxigênio dissolvido, originando um déficit crítico superior ao inicial. tc = 0, o tempo crítico é igual a 0 ou seja, ocorre no exato local do lançamento, o déficit inicial é igual ao déficit crítico. tc < 0, o tempo crítico é negativo, tal indica que, desde o lançamento, a concentração de oxigênio dissolvido tende a se elevar, o déficit inicial é o maior déficit observado.		
TEMPO CRÍTICO t _c (dias)	$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \cdot \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \cdot \left[1 - \frac{D_o \cdot (K_2 - K_1)}{L_o \cdot K_1} \right] \right\}$		1,70
DISTÂNCIA CRÍTICA d _c (m)	d _c = t . v . 86.400		17,40
DÉFICIT CRÍTICO DE OXIGÊNIO D _c (mg/l)	$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_o \times e^{-K_1 \times tc}$		3,75
CONCENTRAÇÃO CRÍTICA OD _c (mg/l)	OD _c = C _s - D _c		4,55

QUADRO 5.6.4 - ESTUDO DE AUTODEPURAÇÃO DO RIACHO GALEÃO - CONDIÇÕES DA MISTURA DO ESGOTO TRATADO NO CORPO RECEPTOR EFICIÊNCIA DE 85%

	FÓRMULA		
TRATAMENTO SECUNDÁRIO	EFICIÊNCIA (%)		85
	DBO _{efluente} - DBO _e (mg/l)	$DBO_e = DBO_{e \text{ bruto}} \left(1 - \frac{E}{100}\right)$	58,18
	COEFICIENTE DE DESOXIGENAÇÃO (d ⁻¹)	K ₁ para T = 20 °C	0,20
		K ₁ para T = 23 °C	0,23
CONCENTRAÇÃO DE OXIGÊNIO DA MISTURA Co (mg/l)	$Co = \frac{Qr \times OD_r + Qe \times ODe}{Qr + Qe}$		6,45
DÉFICIT DE OXIGÊNIO D _o (mg/l)	Do = Cs - Co		1,85
CONSTANTE DE TRANSF. DA DBO ₅ A DBO _{ÚLTIMA} K _T	$K_T = \frac{DBO_U}{DBO_5} = \frac{1}{1 - E^{-5K_1}}$		1,46
DBO ₅ DA MISTURA (mg/l)	$DBO_5 = \frac{Qr \times DBO_r + Qe \times DBO_e}{Qr + Qe}$		8,05
CONCENTRAÇÃO DE DBO ÚLTIMA DA MISTURA L _o (mg/l)	Lo = DBO ₅ . Kt		11,75
ANÁLISE DO TEMPO CRÍTICO t _c (dias)	$\frac{Lo}{Do} > \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow tc > 0$ $\frac{Lo}{Do} = \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow tc = 0$ $\frac{Lo}{Do} < \frac{K_2}{K_1} \Rightarrow tc < 0$ <p>tc > 0, o tempo crítico é positivo, a partir do ponto de lançamento haverá uma queda no oxigênio dissolvido, originando um déficit crítico superior ao inicial.</p> <p>tc = 0, o tempo crítico é igual a 0 ou seja, ocorre no exato local do lançamento, o déficit inicial é igual ao déficit crítico.</p> <p>tc < 0, o tempo crítico é negativo, tal indica que, desde o lançamento, a concentração de oxigênio dissolvido tende a se elevar, o déficit inicial é o maior déficit observado.</p>		$\frac{Lo}{Do} = 6,35$ $\frac{K_2}{K_1} = 3,52$
TEMPO CRÍTICO t _c (dias)	$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \cdot \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \cdot \left[1 - \frac{D_o \cdot (K_2 - K_1)}{L_o \cdot K_1} \right] \right\}$		1,30
DISTÂNCIA CRÍTICA d _c (m)	d _c = t . v . 86.400		13,30
DÉFICIT CRÍTICO DE OXIGÊNIO D _c (mg/l)	$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_o \times e^{-K_1 \times tc}$		2,47
CONCENTRAÇÃO CRÍTICA OD _c (mg/l)	OD _c = C _s - D _c		5,83

O Gráfico 5.6.1 apresenta o desenvolvimento das concentrações de oxigênio dissolvido no riacho com o lançamento do efluente bruto e com tratamento. Observa-se que o tratamento é indispensável para acelerar os mecanismos de recuperação do corpo d'água, evitando condições anaeróbias, e assegurando níveis de oxigênio dissolvido para manutenção da biota aquática. A alternativa de tratamento com 70% de eficiência resultou em níveis de oxigênio dissolvido próximos ao padrão do corpo d'água, porém ainda sem atender à legislação, já a alternativa com 85% de eficiência promoveu concentrações de oxigênio dissolvido sempre acima do limite estabelecido desde o ponto de lançamento do esgoto.

GRÁFICO 5.6.1 - PERFIL DE OXIGÊNIO DISSOLVIDO AO LONGO DO TEMPO E DA DISTANCIA NO CURSO D'ÁGUA PARA $Q_{MÍNIMA}$



Considerando-se os usos encontrados atualmente no Riacho Galeão e a alta concentração de organismos patogênicos proveniente dos esgotos, é necessário avaliar, também, o decaimento bacteriano no curso d'água a jusante do lançamento de esgotos. A resolução CONAMA 20/86 estabelece que a concentração de coliformes fecais (CF) a ser mantida em corpo d'água de classe 2 não deve ser superior a 1.000 organismos em 100 ml. Dessa forma, será necessário avaliar a eficiência do tratamento proposto para que a concentração de coliformes no ponto

de lançamento, na mistura com o riacho, não exceda ao padrão estabelecido. O Quadro 5.6.5 apresenta a concentração de coliformes alcançada na mistura com o riacho e a eficiência de remoção de coliformes mínima requerida para o tratamento. Deve-se observar neste quadro a alta concentração de coliformes no riacho, imediatamente após o lançamento do esgoto bruto, cerca de 789.000 CF/100 ml, enquanto que este valor deveria ser no máximo 1.000 CF/100 ml. Para que este limite seja obedecido, o efluente a ser lançado no riacho não poderá apresentar concentração de coliformes superior a 11.000 CF/100 ml, requerendo para isto tratamento que proporcione eficiência de remoção de coliformes superior a 99,87%.

QUADRO 5.6.5 – AVALIAÇÃO DA CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES FECAIS A JUSANTE DO LANÇAMENTO

	FÓRMULA	
CONCENTRAÇÃO DE C.F. NA MISTURA ESGOTO (NÃO TRATADO) - RIO (N_o) CF/100 ml	$N_o = \frac{Q_r \cdot N_r + Q_e \cdot N_e}{Q_r + Q_e}$	788.759
COEFICIENTE DE DECAIMENTO BACTERIANO (20°)	d^{-1}	1
COEFICIENTE DE DECAIMENTO BACTERIANO (23°)	d^{-1}	1,23
CONCENTRAÇÃO DE C.F. NO CORPO D'ÁGUA N_T (mg/l)	(Rios) $N_T = N_o e^{-K_b \cdot t}$	-
	(Lagos) $N_T = \frac{N_o}{1 + K_b \cdot t}$	
CONCENTRAÇÃO MÁXIMA PERMISSÍVEL NO ESGOTO PARA ATENDIMENTO AO PADRÃO NO PONTO DE LANÇAMENTO N_c (CF/100 ml)	$N_e = \frac{1000 (Q_r + Q_e) - Q_r \cdot N_r}{Q_e}$	10.929
EFICIÊNCIA REQUERIDA PARA REMOÇÃO DE C.F. NO TRATAMENTO DE ESGOTOS - E (%)	$E = \frac{N_o - N_e}{N_o} \times 100$	99,87

Os Gráficos 5.6.2 e 5.6.3 apresentam o perfil de coliformes ao longo do curso d'água após o lançamento do esgoto bruto e tratado, respectivamente. O tratamento do esgoto por um processo que proporcione a eficiência requerida na remoção de coliformes vai garantir a concentração de coliformes inferior a 1.000 org/100 ml imediatamente no ponto da mistura, cumprindo o atendimento à legislação e reduzindo o risco de contaminação por microrganismos patogênicos.

GRÁFICO 5.6.2 - PERFIL DE COLIFORMES FECAIS AO LONGO DO TEMPO E DA DISTÂNCIA NO CURSO D'ÁGUA – ESGOTO BRUTO

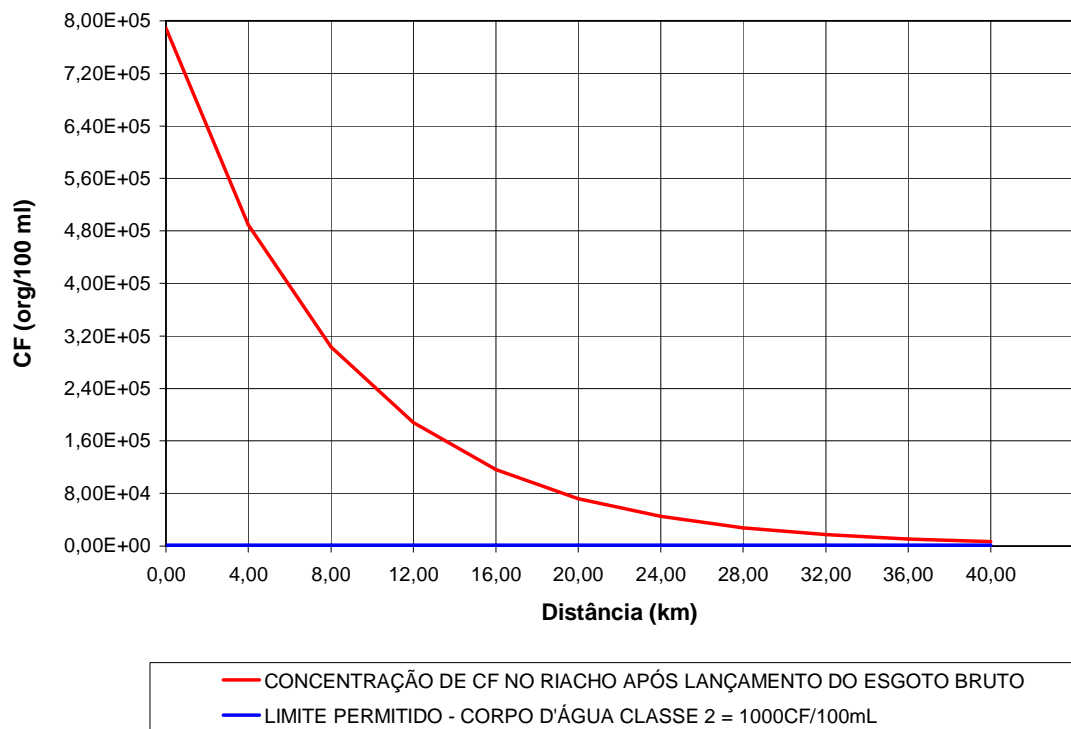
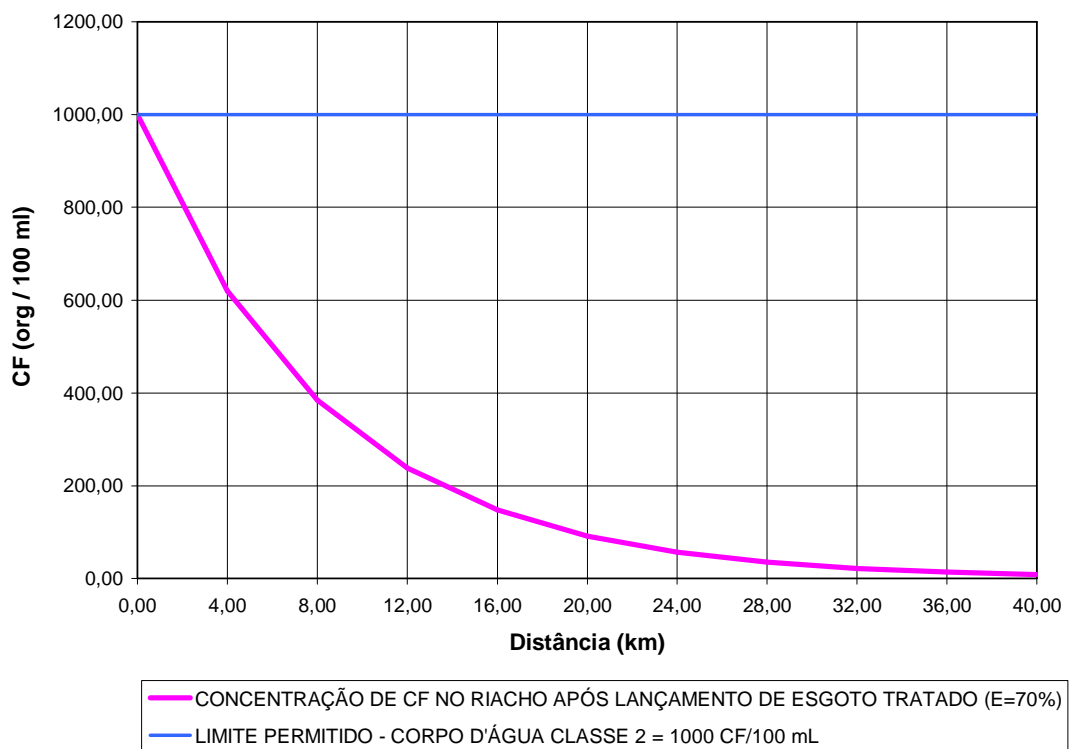


GRÁFICO 5.6.3 - PERFIL DE COLIFORMES FECAIS AO LONGO DO TEMPO E DA DISTÂNCIA NO CURSO D'ÁGUA – ESGOTO TRATADO



Analisando os estudos anteriores pode-se concluir que para ser possível o lançamento de esgotos no Riacho Galeão é necessário à implantação de estação de tratamento de esgotos que proporcione eficiências de remoção de matéria orgânica e de coliformes superior a 85% e 99,87%, respectivamente.

Portanto, a concepção da estação de tratamento deverá prever um processo de tratamento capaz de proporcionar as eficiências citadas, de forma a atender aos padrões estabelecidos pela legislação ambiental, e a garantir segurança ao uso da água, visto que o riacho é utilizado na irrigação e dessedentação de animais.

5.6.2 – Descrição das Alternativas de Tratamento

A escolha das alternativas para o processo de tratamento priorizou a opção por processos não mecanizados, com baixo consumo de energia e facilidade de operação. Considerando as limitações para o lançamento de efluentes no município, foram constituídas as alternativas de tratamento, visando-se sempre à remoção de organismos patogênicos por meio de lagoas de maturação, por constituírem uma alternativa bastante econômica de desinfecção, dispensando mão de obra qualificada e consumo de produtos químicos e energia.

As alternativas para o processo de tratamento da ETE-Ubaí estão definidas no Quadro 5.6.6, a seguir.

QUADRO 5.6.6 – ALTERNATIVAS PARA O PROCESSO DE TRATAMENTO DA ETE-UBAÍ

Alternativa I	<i>Reator Anaeróbio seguido de Lagoas de Polimento em série</i>
Alternativa II	<i>Sistema de Lagoas de estabilização: Lagoas Anaeróbias + Lagoa Facultativa + Lagoas de Maturação</i>

5.6.2.1 - Alternativa I – *Reator Anaeróbio + Lagoas de Polimento em série*

A Alternativa I é constituída por 4 Reatores Anaeróbios de Manta de Lodo (Reatores UASB) e uma série de 3 Lagoas de Polimento após os reatores. O emprego de um processo anaeróbio de tratamento possibilita baixo consumo de energia e baixa produção de lodo na ETE. Além disso, a operação dos reatores UASB é simples e o sistema apresenta baixo custo de implantação.

As Lagoas de Polimento foram escolhidas como pós-tratamento dos Reatores Anaeróbios por proporcionarem, principalmente, a remoção de organismos patogênicos, sendo que na primeira lagoa da série, ocorre também remoção adicional de matéria orgânica. As lagoas foram dimensionadas como lagoas de maturação, com o cuidado de se empregar para a primeira lagoa um tempo de detenção um pouco superior às demais, com o objetivo de se evitar sobrecarga orgânica.

Inicialmente, foi prevista a distribuição dos Reatores em duas etapas para implantação da ETE, de forma que dois módulos atenderiam a primeira etapa, de 2.008 a 2.017, e a partir daí a inclusão de mais um módulo seria suficiente para atender o final de plano. O objetivo da divisão em etapas é avaliar a necessidade de expansão das unidades com o decorrer da operação, em função da vazão afluyente à estação de tratamento. O Quadro 5.6.7 apresenta a variação do tempo de detenção hidráulica ao longo do tempo de operação da ETE.

QUADRO 5.6.7 – MODULAÇÃO DOS REATORES

ETAPAS	ANO	POPULÇÃO ATENDIDA (hab.)	VAZÃO MÉDIA (l/s)	NÚMERO DE MÓDULO DO REATOR	TDH (h)
1a ETAPA	2.008	4.671	6,27	3	8,9
	2.009	4.851	6,51	3	8,5
	2.010	5.039	6,76	3	8,2
	2.011	5.115	6,87	3	8,1
	2.012	5.193	6,97	3	8,0
	2.013	5.272	7,08	3	7,9
	2.014	5.352	7,19	3	7,8
	2.015	5.433	7,29	3	7,6
	2.016	5.516	7,41	3	7,5
	2.017	5.600	7,52	3	7,4
2a ETAPA	2.018	5.685	7,63	4	9,7
	2.019	5.771	7,75	4	9,6
	2.020	5.859	7,87	4	9,4
	2.021	5.925	7,95	4	9,3
	2.022	5.991	8,04	4	9,2
	2.023	6.058	8,13	4	9,1
	2.024	6.126	8,22	4	9,0
	2.025	6.194	8,32	4	8,9
	2.026	6.264	8,41	4	8,8
	2.027	6.334	8,50	4	8,7
	2.028	6.405	8,60	4	8,6

Os critérios utilizados para o dimensionamento dos Reatores estão resumidos no Quadro 5.6.8.

O dimensionamento e as verificações quanto às condições de operação dos Reatores são apresentados no Quadro 5.6.9.

O cálculo das Lagoas de Maturação está apresentado no Quadro 5.6.10.

Para disposição e secagem do lodo dos Reatores foram pré-dimensionados 4 leitos de secagem de $(4 \times 6) \text{ m}^2$.

O perfil geotécnico da área da ETE apresenta ocorrências rochosas a pequena profundidade impossibilitando escavações. Sendo assim, a implantação de aterro controlado na área da ETE para disposição dos resíduos sólidos coletados nas unidades de tratamento não será viável por escavação. Recomenda-se então a disposição dos resíduos provenientes da EEB, do tratamento preliminar (gradeamento e caixa de areia) e do lodo dos leitos de secagem em leiras cobertas diariamente com camadas de 40 cm de terra. A camada de cobertura final das leiras deverá ter espessura de 60 cm a 1 metro de solo fértil.

O pré-dimensionado das leiras para aterramento dos resíduos resultou na disposição de 20 (vinte) células para atendimento de final de plano. As células possuem 3 metros de altura sendo sub-divididas em camadas de 40 cm onde se alterna uma camada de resíduo e uma de solo. Logo, o volume total da célula é de 171 m^3 sendo o volume útil de material aterrado igual a $50,10 \text{ m}^3$. O restante do volume, $120,90 \text{ m}^3$, é composto por solo utilizado para sobrepor o material aterrado.

O tratamento preliminar pré-dimensionado será composto por Calha Parshall de 3" para medição de vazão, caixa de areia de limpeza manual, com profundidade de 0,20 m, largura de 0,30 m e comprimento de 3,0 metros, e gradeamento fino com espaçamento entre as grades de 2 cm.

QUADRO 5.6.8 – PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO DOS REATORES UASB

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO						
CIDADE:		UBAÍ				
NÍVEL DE TRATAMENTO		UNIDADE				
SECUNDÁRIO		REATOR ANAERÓBIO				
POLIMENTO		LAGOAS DE MATURAÇÃO				
DETERMINAÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA						
PARÂMETROS PARA PRÉ DIMENSIONAMENTO			UNIDADE		VALOR	
CONSUMO <i>PER CAPITA</i>			ℓ / (habxdia)		100,00	
TEMPO DE DETENÇÃO HIDRÁULICA (TDH)			horas		10 a 7	
ESTIMATIVA DE PRODUÇÃO DE GÁS METANO			m³CH₄/kgDQO		0,35	
ESTIMATIVA DE PRODUÇÃO DE BIOGÁS			%		70	
ESTIMATIVA DE PRODUÇÃO DE SÓLIDOS			kgSST/kgDQO		0,15	
CONCENTRAÇÃO DO LODO			%		4	
DENSIDADE DO LODO			kg/m3		1020	
TEMPERATURA ESGOTO			°C		24	
CARGA DBO / PER-CAPITA			kg / (habxdia)		0,045	
RELAÇÃO DQO / DBO			-		1,7	
RELAÇÃO SÓLIDOS TOTAIS/SÓLIDOS VOLÁTEIS			SST/SSV		1,14	
CONCENTRAÇÃO DE NUTRIENTES			gN/gSSV		0,065	
CONCENTRAÇÃO DE NUTRIENTES			gP/gSSV		0,015	
DADOS UTILIZADOS						
POPULAÇÕES E VAZÕES	SIGLA	UNID	2.008	2.017	2.018	2.028
POPULAÇÃO	Pop	hab.	4.671	5.600	5.685	6.405
ÍNDICE DE ATENDIMENTO	Ind.at	%	100%	100%	100%	100%
POPULAÇÃO ATENDIDA	Pop	hab.	4.671	5.600	5.685	6.405
VAZÃO AFLUENTE MÉDIA S/ INFILTRAÇÃO	Q _{méd}	l/s	4,32	5,18	5,26	5,93
VAZÃO AFLUENTE MÉDIA C/ INFILTRAÇÃO	Q _{méd+inf}	l/s	6,27	7,52	7,63	8,60
VAZÃO AFLUENTE MÁXIMA S/ INFILTRAÇÃO	Q _{máx}	l/s	7,78	9,33	9,47	10,67
VAZÃO AFLUENTE MÁXIMA C/ INFILTRAÇÃO	Q _{máx + inf}	l/s	9,73	11,67	11,84	13,34

QUADRO 5.6.9 – DIMENSIONAMENTO DOS REATORES UASB

CÁLCULO DA MODULAÇÃO DOS REATORES						
DISCRIMINAÇÃO	SIGLA	UNID	1ª etapa		2ª etapa	
			2.008	2.017	2.018	2.028
Vazão afluyente média	Q _{méd}	l/s	6,27	7,52	7,63	8,60
Volume útil necessário	V _{util}	m³	181	217	220	248
Modulação adotada	N	unid	3	3	4	4
Volume útil necessário/módulo	V _{nec}	m³	60,33	72,33	55,00	62,00
DIMENSIONAMENTO DO MÓDULO						
DISCRIMINAÇÃO	SIGLA	UNID	ADOTADO			
Volume útil (adotar no máximo 1.500 m³ por módulo)	V _{util}	m³	66,83			
Altura útil (Adotar entre 3 e 6 metros)	H _{util}	m	4,50			
Comprimento	Comp	m	4,50			
Largura	Larg	m	3,30			
Área	Área	m²	14,85			
DADOS POR MÓDULO						
ITEM	PARÂMETROS	FÓRMULA	Q _{MÉD}			
			2.008	2.017	2.018	2.028
1	Vazão média por módulo s/ Inf. (m³/h)	Q _{méd} :	5,19	6,22	4,74	5,34
2	Vazão média por módulo c/ inf.(m³/h)	Q _{méd+inf} :	7,53	9,02	6,87	7,74
3	Vazão maxima por módulo c/ inf.(m³/h)	Q _{máx+inf} :	11,68	14,00	10,66	12,01
4	Carga por módulo (kgDBO/dia)	Pop x Ind.at x 0,045 / (N)	70,06	84,00	63,95	72,06
5	Concentração DBO (mg/l)	(3)x1000 / 24x(2)	388	388	388	388
6	Concentração DQO (kgDQO/m³) ou (g/l)	(4) x 1,7/1000	0,66	0,66	0,66	0,66

CONTINUAÇÃO QUADRO 5.6.9 – DIMENSIONAMENTO DOS REATORES UASB

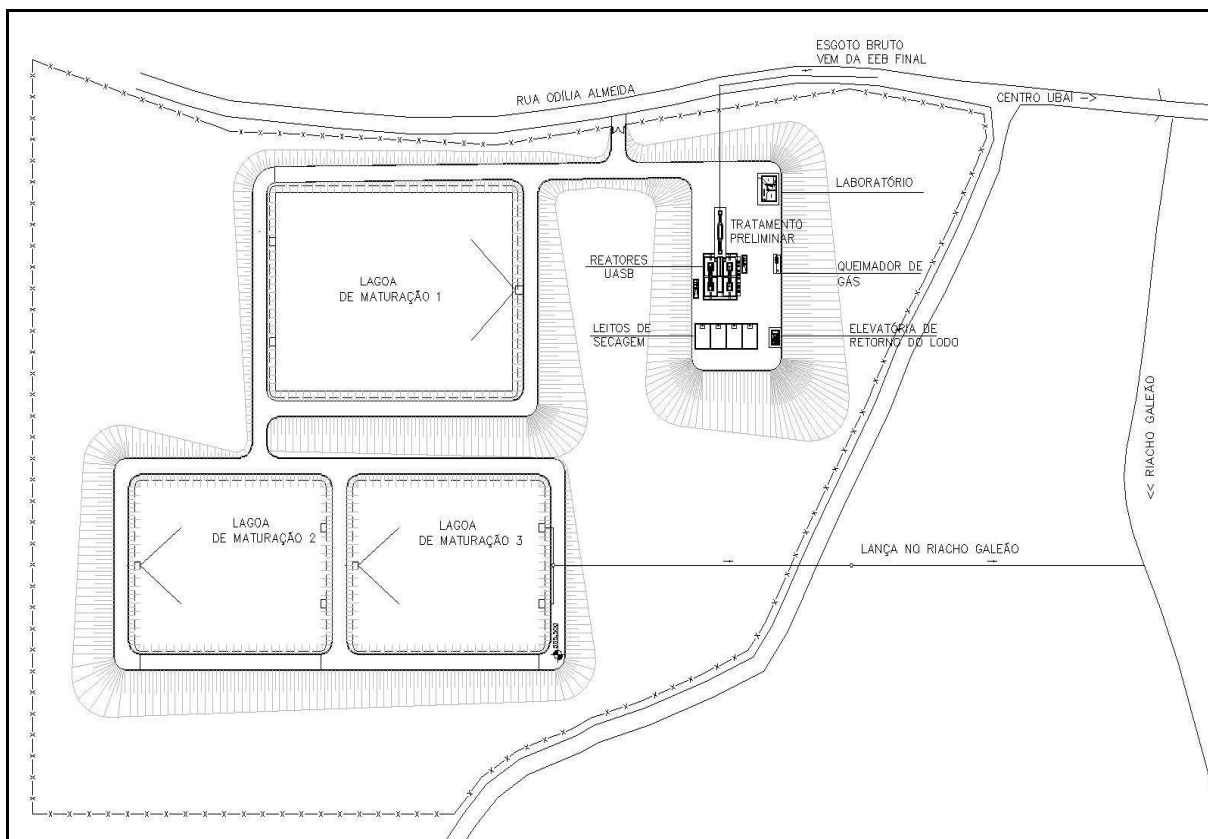
VERIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES OPERACIONAIS DO REATOR - (POR MÓDULO)							
ITEM	PARÂMETROS	FÓRMULA	Q _{MÉD}				OBSERVAÇÕES
			2.008	2.017	2.018	2.028	
7	Velocidade superficial Q _{méd} (m/h)	(2) / (A)	0,5	0,6	0,5	0,5	Velocidades preferencialmente na faixa de 0,5 a 0,7m/h e sempre inferior a 2,0 m/h
8	Velocidade superficial Q _{máx} (m/h)	(3) / (A)	0,8	0,9	0,7	0,8	Velocidades preferencialmente na faixa de 0,9 a 1,1 m/h
9	Tempo de detenção hidráulica (h)	(V _{util}) / (2)	8,9	7,4	9,7	8,6	O TRH normalmente adotado é de 8 h para temp média de 20 °C
10	Carga hidráulica volumétrica (m³/(m³xdia))	(2) x24 / (V _{util})	2,7	3,2	2,5	2,8	Deve ser inferior a 5 m³/(m³xdia)
11	Carga orgânica volumétrica (kgDBO/(m³xdia))	(2) x (6) x24 / (V _{util})	1,8	2,1	1,6	1,8	Deve ser inferior a 5 kgDQO/(m³xdia) em esgotos estritamente domésticos
12	Estimativa eficiência de remoção de DBO (%)	100 x(1-0,708x(9) ^{-0,5})	76,2	74,0	77,3	75,9	As eficiências esperadas para os reatores UASB geralmente estão na faixa de 60 a 75%
13	Estimativa eficiência de remoção de DQO (%)	100 x(1-0,68x(9) ^{-0,35})	68,3	66,3	69,3	68,0	As eficiências esperadas para os reatores UASB geralmente estão na faixa de 55 a 70%
14	Produção de gás metano	(2)x24x(6)/1000x (13)x0,35	28,5	33,1	26,4	29,2	Taxa de produção de 0,35 m³CH4/kgDQO
15	Produção de biogás	(14) / 0,70	40,7	47,3	37,7	41,7	Concentração de CH ₄ no biogás 70-80%
16	Taxa biogás(m³/biogás/(m² x dia)	(15) / (A)	2,7	3,2	2,5	2,8	A taxa de produção de biogás deve ser no mínimo de 1,0 e no máximo entre 3,0 e 5,0.
17	Concentração DBO solúvel efluente (mg/l)	(5)-((12)x(5))	92	101	88	93	
18	Concentração DQO solúvel efluente (mg/l)	(6)x1000 - ((13)x1000x(6))	209	223	202	211	

QUADRO 5.6.10 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS DE MATURAÇÃO

DADOS DE ENTRADA				
DISCRIMINAÇÃO		ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)		2.008	4.671	
		2.028	6.405	
VAZÃO		2.008	m³/dia	l/s
			541,83	6,27
		2.028	742,97	8,60
TEMPERATURA (°C)		24		
CARGA PER- CAPITA DE COLIFORMES FECAIS (CF/hab. x dia)		1,0E+10		
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,5		
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA O REATOR NA REMOÇÃO DE DBO (%)		70		
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA O REATOR NA REMOÇÃO DE CF(%)		80		
CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES NO CORPO RECEPTOR (CF/ 100 ml)		0		
PARÂMETROS AFLUENTE				
CARGA DE COLIFORMES FECAIS (CF/ d)		6,40E+13		
CONCENTRAÇÃO DE CF	ESGOTO BRUTO (CF/ 100 ml)	8,62E+06		
	EFLUENTE - REATOR (CF/ 100 ml)	1,72E+06		
REMOÇÃO DE COLIFORMES NA LAGOA DE MATURAÇÃO				
TIPO DE REGIME		MISTURA COMPLETA		
NÚMERO DE LAGOAS		1ª LAGOA	DEMAIS LAGOAS	
		1	2	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)		5,0	6,0	
VOLUME (m³)	TOTAL	3.714,86	4.457,84	
	CADA LAGOA	3.714,86	2.228,92	
ÁREA (m²)		3.714,86	2.228,92	
PROFUNDIDADE (m)		1,00	1,00	
LARGURA (m)		53,46	41,41	
COMPRIMENTO (m)		69,49	53,83	
DIMENSÕES ÚTEIS ADOTADAS	LARGURA ADOTADA (m)	50,00	40,00	
	COMPRIMENTO ADOTADO(m)	65,00	50,00	
	ÁREA ADOTADA (m2)	3.250,00	2.000,00	
	VOLUME REAL (m³)	3.250,00	2.000,00	
TEMPO DE DETENÇÃO EM CADA LAGOA (dia)		4,4	2,7	
TEMPO DE DETENÇÃO TOTAL APLICADO (dia)		4,4	5,4	
COEFICIENTE DE DECAIMENTO BACTERIANO - 24°C		1,4	1,4	
CONCENTRAÇÃO EFLUENTE DE COLIFORMES (CF/ 100 ml)		242.017	10.643	
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE COLIFORMES NA MATURAÇÃO (%)		85,96	95,60	
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DECOLIFORMES NO SISTEMA (%)		99,88		
ESTIMATIVA DA DBO EFLUENTE				
Kt - CORREÇÃO DO COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D ⁻¹)		0,24		
CONCENTRAÇÃO DE DBO AFLUENTE AO REATOR(mg/l)	2.008	388		
	2.028	388		
CONCENTRAÇÃO DE DBO AFLUENTE ÀS LAGOAS (mg/l)	2.008	116		
	2.028	116		
CONCENTRAÇÃO DE DBO ₅ EFLUENTE - 1ª LAGOA (mg/l)	2.008	SOLÚVEL	TOTAL	
		57	92	
	2.028	57	92	
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA O SISTEMA REATOR + LAGOA DE MATURAÇÃO (%)	2.008	76		
	2.028	76		

A seguir, apresenta-se um *layout* da Alternativa I.

FIGURA 5.6.1 – LAYOUT DA ETE - ALTERNATIVA I



5.6.2.2 - Alternativa II – Sistemas de Lagoas de Estabilização

A Alternativa II trata-se de um Sistema de Lagoas de Estabilização composto por duas Lagoas Anaeróbias, em paralelo, seguidas de uma Lagoa Facultativa e duas Lagoas de Maturação interligadas em série. A escolha desse sistema foi motivada, principalmente, pelo clima favorável na região (alta insolação), e pela simplicidade na operação. Entretanto, não é um sistema compacto e requer grande disponibilidade de área para implantação.

O dimensionamento das lagoas é apresentado nos Quadros 5.6.11 a 5.6.12.

As lagoas anaeróbias devem ser limpas quando a camada de lodo atingir, aproximadamente, a metade da altura útil. Neste projeto, o descarte de lodo deverá ser realizado a cada 10 anos. Considerando que o acúmulo do lodo na lagoa é de $0,01 \text{ m}^3/\text{hab.} \times \text{ano}$, tem-se, ao final de 10 anos, 641 m^3 de lodo acumulado.

Sugere-se que o descarte comece no oitavo ano sendo realizados 4 descartes até o décimo ano em camadas de 30 cm. Logo, cerca de 160,25 m³ de lodo serão descartados em uma lagoa de lodo com uma área prevista de (23 x 23) m² e profundidade de 1,2 m. Uma outra área deverá ser prevista, pois haverá outro descarte ainda no alcance do projeto.

O tratamento preliminar pré-dimensionado será composto por Calha Parshall de 3" para medição de vazão, caixa de areia de limpeza manual, com profundidade de 0,20 m, largura de 0,30 m e comprimento de 3,0 metros, e gradeamento fino com espaçamento entre as grades de 2 cm.

Como a implantação de aterro controlado na área da ETE para disposição dos resíduos sólidos coletados nas unidades de tratamento é inviável por escavação devido às ocorrências rochosas, os resíduos provenientes da EEB, do tratamento preliminar (gradeamento e caixa de areia) e do lodo dos leitos de secagem serão dispostos em leiras. Recomenda-se a cobertura diária das leiras com camadas de 40 cm de terra, sendo que a camada cobertura final deverá ter espessura de 60 cm a 1 metro de solo fértil.

O pré-dimensionado das leiras para aterramento dos resíduos resultou na disposição de 8 (oito) células para atendimento de final de plano. As células possuem 3 metros de altura sendo sub-divididas em camadas de 40 cm onde se alterna uma camada de resíduo e uma de solo. Logo, o volume total da célula é de 171 m³ sendo o volume útil de material aterrado igual a 50,10 m³. O restante do volume, 120,90 m³, é composto por solo utilizado para sobrepor o material aterrado.

QUADRO 5.6.11 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS ANAERÓBIAS

DADOS DE ENTRADA			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.008	4.671	
	2.028	6.405	
VAZÃO MÉDIA		m³/dia	l/s
	2.008	541,73	6,27
	2.028	743,04	8,60
TEMPERATURA (°C)		24	
CARGA ORGÂNICA PER CAPITA (kg DBO / hab. x dia)		0,05	
TAXA DE APLICAÇÃO VOLUMÉTRICA (kg DBO ₅ / m³ x dia)		0,20	
PROFUNDIDADE ÚTIL ADOTADA PARA A LAGOA (m)		4,50	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,50	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA (%)		60	
PARÂMETROS AFLUENTE			
CARGA ORGÂNICA AFLUENTE		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	2.432,81	210,20
	2.028	3.335,94	288,23
CONCENTRAÇÃO DE DBO AFLUENTE (mg/l)	2.008	388	
	2.028	388	
DIMENSIONAMENTO			
VOLUME REQUERIDO PARA A LAGOA (m³)		1.441,13	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)	2.008	3	
	2.028	2	
ÁREA REQUERIDA (m²)		320,25	
NÚMERO DE LAGOAS		2	
LARGURA / COMPRIMENTO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		12,65	
LARGURA / COMPRIMENTO- ADOTADA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		14,00	
ÁREA ADOTADA (m²)		196,00	
VOLUME RESULTANTE (m³)		1.764,00	
TEMPO DE DETENÇÃO ADOTADO (dia)	2.008	3	
	2.028	2	
TALUDE ADOTADO		VERTICAL	2,00
		HORIZONTAL	3,00
COMPRIMENTO / LARGURA DO FUNDO (m)		7,25	
COMPRIMENTO / LARGURA NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		20,75	
COMPRIMENTO / LARGURA NA CRISTA DO TALUDE (m)		22,25	
PARÂMETROS DO EFLUENTE			
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	973,13	84,08
	2.028	1.334,38	115,29
CONCENTRAÇÃO DE DBO ₅ (mg/l)	2.008	155	
	2.028	155	

QUADRO 5.6.12 – DIMENSIONAMENTO DA LAGOA FACULTATIVA

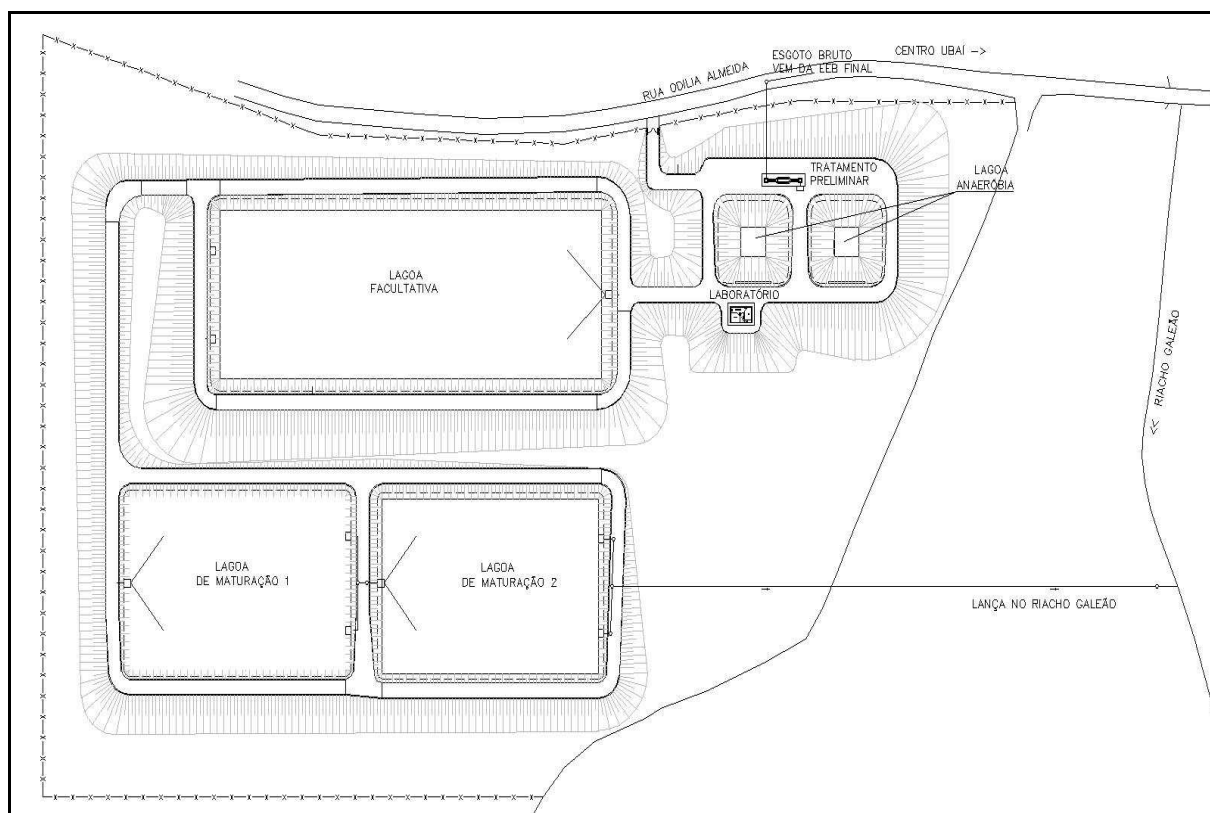
DADOS DE ENTRADA			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.008	4.671	
	2.028	6.405	
VAZÃO		m3/dia	l/s
	2.008	541,73	6,27
	2.028	743,04	8,60
TEMPERATURA (°C)		24	
TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (kg DBO / ha x dia)		240	
K - COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D ⁻¹)		0,20	
PROFUNDIDADE ÚTIL ADOTADA PARA A LAGOA (m)		2,00	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,50	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)		60	
PARÂMETROS EFLUENTE DA LAGOA ANAERÓBIA / AFUENTE LAGOA FACULTATIVA			
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	973,13	84,08
	2.028	1.334,38	115,29
CONCENTRAÇÃO DE DBO (mg/l)	2.008	155	
	2.028	155	
DIMENSIONAMENTO			
ÁREA REQUERIDA PARA A LAGOA (m²)		4.803,75	
NÚMERO DE LAGOAS		1	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA		2,50	
LARGURA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		43,83	
COMPRIMENTO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		109,59	
LARGURA ADOTADA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		45,00	
COMPRIMENTO ADOTADO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		115,00	
ÁREA RESULTANTE (m²)		5.175	
VOLUME RESULTANTE (m³)		10.350	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA ADOTADO		2,56	
TEMPO DE DETENÇÃO ADOTADO (dia)	2.008	19	
	2.028	14	
TALUDE ADOTADO		VERTICAL	2,00
		HORIZONTAL	3,00
LARGURA DO FUNDO (m)		42,00	
LARGURA NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		48,00	
LARGURA NA CRISTA DO TALUDE (m)		49,50	
COMPRIMENTO DO FUNDO (m)		112,00	
COMPRIMENTO NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		118,00	
COMPRIMENTO NA CRISTA DO TALUDE (m)		119,50	
PARÂMETROS DO EFLUENTE			
Kt - CORREÇÃO DO COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D ⁻¹)		0,24	
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	391,85	33,86
	2.028	605,22	52,29
CONCENTRAÇÃO DE DBO ₅ (mg/l)		SOLÚVEL	TOTAL
	2.008	27	62
	2.028	35	70
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)	2.008	60	
	2.028	55	
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA O SISTEMA DE LAGOA ANAERÓBIA + LAGOA FACULTATIVA (%)	2.008	84	
	2.028	82	

QUADRO 5.6.13 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS DE MATURAÇÃO

DADOS DE ENTRADA				
DISCRIMINAÇÃO		ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)		2.008	4.671	
		2.028	6.405	
VAZÃO		2.008	m³/dia	l/s
			541,73	6,27
			743,04	8,60
TEMPERATURA (°C)			24	
CARGA PER- CAPITA DE COLIFORMES FECAIS (CF/hab. x dia)			1,0E+10	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)			0,5	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA ANAERÓBIA (%)			40	
CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES NO CORPO RECEPTOR (CF/ 100 ml)			0	
PARÂMETROS AFLUENTE				
CARGA DE COLIFORMES FECAIS (CF/ d)			6,41E+13	
CONCENTRAÇÃO DE CF	ESGOTO BRUTO (CF/ 100 ml)		8,62E+06	
	EFLUENTE - LAGOA ANAERÓBIA (CF/ 100 ml)		5,17E+06	
REMOÇÃO DE COLIFORMES NA LAGOA FACULTATIVA				
TIPO DE REGIME			FLUXO DISPERSO	
NÚMERO DE LAGOAS			1	
RELAÇÃO COMPRIMENTO/LARGURA			2,56	
d - NÚMERO DE DISPERSÃO			0,36	
Kb - COEFICIENTE DE REMOÇÃO DE COLIFORMES (d ⁻¹)			0,26	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)			14	
COEFICIENTE - (a)			2,49	
CONCENTRAÇÃO EFLUENTE DE COLIFORMES (CF/ 100 ml)			5,34E+05	
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DECOLIFORMES (anaeróbia+facultativa) (%)			93,80	
REMOÇÃO DE COLIFORMES NA LAGOA DE MATURAÇÃO				
TIPO DE REGIME			MISTURA COMPLETA	
NÚMERO DE LAGOAS			2	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)			9,0	
VOLUME (m³)	TOTAL		6.687,36	
	CADA LAGOA		3.343,68	
ÁREA (m²)			3.343,68	
PROFUNDIDADE (m)			1,00	
LARGURA (m)			47,21	
COMPRIMENTO (m)			70,82	
DIMENSÕES ÚTEIS ADOTADA	LARGURA ADOTADA (m)		45,00	
	COMPRIMENTO ADOTADO(m)		65,00	
	ÁREA ADOTADA (m2)		2.925,00	
	VOLUME REAL (m³)		2.925,00	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)			7,9	
COEFICIENTE DE DECAIMENTO BACTERIANO			1,6	
CONCENTRAÇÃO EFLUENTE DE COLIFORMES (CF/ 100 ml)			10.026	
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE COLIFORMES NA MATURAÇÃO (%)			98,12	
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DECOLIFORMES NO SISTEMA (%)			99,88	

A seguir, apresenta-se um *layout* da Alternativa II.

FIGURA 5.6.2 – LAYOUT DA ETE - ALTERNATIVA II



5.7 – Conclusão

As alternativas analisadas apresentam desempenhos semelhantes na remoção de matéria orgânica e organismos patogênicos, e as áreas para implantação das unidades apresentam diferença pouco significativa conforme pode ser visto no Quadro 5.7.1.

QUADRO 5.7.1 – COMPARAÇÃO DE DESEMPENHO DAS ALTERNATIVAS

ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO	REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA (DBO)	REMOÇÃO DE ORGANISMOS PATOGÊNICOS (CF)	ÁREA TOTAL PARA IMPLANTAÇÃO (m ²)
I - REATOR UASB + LAGOAS DE POLIMENTO	76%	99,88%	34.663
II - LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO	82%	99,88%	38.848

O tratamento dos esgotos confere ao efluente final a qualidade requerida para lançamento, de forma que o efluente a ser descartado não oferece riscos podendo ser lançado normalmente no corpo d'água.

A remoção de coliformes alcançada em ambas as alternativas atende ao padrão de lançamento para irrigação irrestrita, segundo a OMS – Organização Mundial da Saúde, e pode ser infiltrado no solo desde que não haja contaminação do lençol freático. O efluente pode ser aproveitado para irrigação na própria ETE, em jardins e áreas verdes, ou para irrigação de culturas conforme a distância e interesse dos produtores.

Visto que as alternativas analisadas são semelhantes em termos de eficiência e constatando, através de estudo topográfico e geotécnico, que a disponibilidade de área não é fator limitante ou de inviabilidade técnica, a escolha será guiada pela análise econômica das alternativas propostas.

A seguir apresenta-se o Quadro 5.7.2 com resumo das alternativas de tratamento.

QUADRO 5.7.2 – RESUMO DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO

ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO	UNIDADES	QUANTIDADE	DIMENSÕES
I - REATOR UASB + LAGOAS DE POLIMENTO	REATORES	4	ALTURA: 4,50 m COMPRIMENTO: 4,50 m LARGURA: 3,30 m
	LAGOAS DE POLIMENTO	1	PROFUNDIDADE: 1,0 m LARGURA: 50,0 m COMPRIMENTO: 65,0 m
		2	PROFUNDIDADE: 1,0 m LARGURA: 40,0 m COMPRIMENTO: 50,0 m
	TRATAMENTO PRELIMINAR	1	CALHA PARSHALL: w=3" CAIXA DE AREIA: COMPRIMENTO:3,0 m/ LARGURA: 0,30 m/ PROF: 0,20 m GRADEAMENTO FINO
	LEITO DE SECAGEM	4	LARGURA:4,0 m COMPRIMENTO: 6,0 m
	ATERRO	20	VOL. TOTAL: 171 m ³ VOL. RESÍDUOS: 50,10 m ³ VOL. TERRA: 120,90 m ³
II - LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO	LAGOA ANAERÓBIA	2	PROFUNDIDADE: 4,50 m LARGURA: 14,0 m COMPRIMENTO: 14,0 m
	LAGOA FACULTATIVA	1	PROFUNDIDADE: 2,0 m LARGURA: 45,0 m COMPRIMENTO: 115,0 m
	LAGOA DE MATURAÇÃO	2	PROFUNDIDADE: 1,0 m LARGURA: 45,0 m COMPRIMENTO: 65,0 m
	TRATAMENTO PRELIMINAR	1	CALHA PARSHALL: w=3" CAIXA DE AREIA: COMPRIMENTO:3,0 m/ LARGURA: 0,30 m/ PROF: 0,20 m GRADEAMENTO FINO
	LAGOS DE LODO	2	ÁREA: 23 m x 23 m PROF: 1,2 m
	ATERRO	8	VOL. TOTAL CÉLULA: 171 m ³ VOL. RESÍDUOS: 50,10 m ³ VOL. TERRA: 120,90 m ³

6. ESTIMATIVA DE CUSTOS DAS ALTERNATIVAS

6. ESTIMATIVA DE CUSTOS DAS ALTERNATIVAS

A estimativa de custos foi realizada para todo o SES de Ubaí, contemplando as ligações prediais, redes coletoras, interceptores, estações elevatórias e estação de tratamento de esgotos, buscando uma visão ampla do custo de implantação do sistema.

Como o plano de esgotamento das redes coletoras e interceptores é de concepção única, favorecido pela topografia do município, as alternativas de tratamento são as únicas responsáveis pelas diferenças no custo total do sistema de esgotamento sanitário.

Para o estudo comparativo das alternativas a serem apresentadas, e conseqüentemente, a escolha da melhor opção para implantação da Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), a estimativa de custo não considerou a etapalização das unidades da ETE, sendo assim considerado o custo de investimento de todas as unidades projetadas para final de plano, incluindo todas as células de aterro controlado e lagoas de lodo a serem implantadas.

Os custos de investimentos de cada alternativa foram estimados a partir do pré-dimensionamento das unidades constituintes considerando as dimensões das principais unidades que compõem cada alternativa, as áreas a serem desapropriadas, os volumes de corte e aterro, os volumes de concreto, materiais e equipamentos.

A estimativa de custo das unidades de ligações prediais, redes coletoras e interceptores foi apresentada a partir do levantamento de quantitativos baseados no plano de esgotamento realizado com auxílio do levantamento topográfico da região.

As redes coletoras, interceptores e linha de recalque tiveram seus custos estimados a partir de um custo unitário por metro linear de rede, com base em projetos elaborados recentemente.

Os custos estimados de implantação das estações elevatórias foram realizados após os prévios dimensionamentos, a conseqüente escolhas dos conjuntos moto-bombas e dos tipos de construções adotados. O custo da construção civil foi estimado com base em outras unidades já projetadas com semelhança no porte e condições

operacionais. Os equipamentos foram valorados através de consulta a fornecedores específicos.

Os custos de execução das Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário foram estimados a partir de comparação com unidades de porte e características técnicas semelhantes, além de comparação com as características topográficas do terreno estudado.

As alternativas, objeto deste estudo, são:

- Reator UASB + Lagoa de Polimento;
- Sistema de Lagoas de Estabilização: Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa + Lagoa de Maturação.

O custo comparativo das alternativas é apresentado no Quadro 6.1.

QUADRO 6.1 – RESUMO DE CUSTOS DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO

Unidade do Sistema	Custo (R\$)	
	ALTERNATIVA I	ALTERNATIVA II
INSTALAÇÕES PRELIMINARES/CANTEIRO DE OBRAS	12.027,76	12.027,76
TERRAPLENAGEM	609.686,41	854.678,34
TRATAMENTO PRELIMINAR	19.450,19	19.450,19
REATOR ANAERÓBIO MANTA DE LODO - UASB	573.129,49	-
QUEIMADORES DE GÁS	15.488,22	-
LAGOAS ANAERÓBIAS	-	97.630,16
LAGOA FACULTATIVA	-	157.671,23
LAGOAS DE MATURAÇÃO	441.325,35	306.030,92
DRENAGEM DE FUNDO DAS LAGOAS	237.226,11	381.616,77
LEITOS DE SECAGEM	86.813,19	-
ELEVATÓRIA DE RETORNO DO PERCOLADO	73.618,10	-
INTERLIGAÇÕES	28.862,58	27.202,81
LABORATÓRIO	30.586,62	30.586,62
REDE DISTRIBUIDORA DE ÁGUA POTÁVEL	19.870,59	19.870,59
DRENAGEM PLUVIAL	116.398,77	116.398,77
URBANIZAÇÃO E PAISAGISMO	202.932,84	208.647,01
INSTALAÇÕES ELÉTRICAS	35.443,99	14.240,00
LAGOAS DE LODO	-	24.297,57
ATERRO	34.962,79	13.984,00
DESAPROPRIAÇÃO	10.542,48	12.260,93
TOTAL	2.548.365,49	2.296.593,68

A estimativa de custos das alternativas indica que o processo de tratamento por lagoas de estabilização (Alternativa II) é o que confere menor custo de investimento à implantação da estação de tratamento de esgotos. A diferença de custo entre as duas alternativas é igual a R\$ 251.771,80. A implantação do sistema de reatores é cerca de 10% mais caro que o sistema de lagoas. Como a diferença de custo entre as duas alternativas é muito pequena, a escolha do processo de tratamento deve ser fundamentada em critérios técnicos operacionais e não apenas econômicos.

Os custos das unidades que compõem todo o sistema de tratamento são apresentados de forma resumida no Quadro 6.2.

QUADRO 6.2 – RESUMO DE CUSTOS DAS UNIDADES DO SES DE UBAÍ

Unidade do Sistema	Custo (R\$)	
	ALTERNATIVA I	ALTERNATIVA II
REDE COLETORA	2.451.406,45	2.451.406,45
LIGAÇÕES PREDIAIS	373.282,76	373.282,76
INTERCEPTORES	187.219,78	187.219,78
ELEVATÓRIA EE 01	111.990,64	111.990,64
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO (ETE)	2.548.365,49	2.296.593,68
ELEVATÓRIA FINAL	174.964,20	174.964,20
TOTAL	5.847.229,31	5.595.457,51

Avaliando a influência das alternativas em relação ao custo total do sistema de esgotamento sanitário pode-se perceber que a diferença de custos entre as duas alternativas é pouco significativa, inferior a 5%, conferindo empate técnico das alternativas.

Dessa forma, a estimativa de custos das alternativas propostas neste estudo de concepção não será considerada isoladamente na escolha pelo processo de tratamento.

Considerando experiências anteriores na operação de estações de tratamento por prefeituras de municípios de mesmo porte, o fator que torna decisivo a escolha do processo de tratamento é a simplicidade operacional do sistema. Na maioria das vezes as estações permanecem em completo abandono dado o descaso das prefeituras devido ao desconhecimento do processo operacional.

Recomenda-se, portanto, a escolha da Alternativa II - Sistema de Lagoas de Estabilização - por corresponder à alternativa de maior simplicidade na operação.

O sistema de lagoas de estabilização é uma forma simples de tratamento de esgotos com grande facilidade operacional (sem necessidade de equipamentos mecânicos e consumo energético praticamente nulo), e excelente desempenho na remoção de matéria orgânica e organismos patogênicos. A construção, operação e manutenção das lagoas são bastante simples, e não requer mão de obra especializada. As lagoas de estabilização são muito indicadas para as condições da região, que apresenta disponibilidade de área suficiente e clima favorável.

Assim, a escolha pela ALTERNATIVA II é economicamente e tecnicamente viável para implantação do SES de Ubaí.

Salienta-se que, apesar da simplicidade operacional do sistema de tratamento, a manutenção do sistema não é dispensada, e torna-se imprescindível para o bom funcionamento e desempenho da estação de tratamento. Por isso, é importante que sejam rigorosamente realizados, nos prazos adequados, os procedimentos de limpeza de material retido nas grades e caixa de areia, capina do entorno da estação, e principalmente, das bordas das lagoas, descarte de lodo excedente e destinação final dos resíduos.

A instalação da estação de tratamento deve contar ainda com um período de *start up* do sistema e treinamento de pessoal para operação adequada da ETE.

As estimativas de custo detalhadas são apresentadas nos quadros constantes no anexo deste estudo de concepção.

ANEXO

ANEXO A – PLANILHAS DA ESTIMATIVA DE CUSTO