

APRESENTAÇÃO

A YC Engenharia apresenta à CODEVASF – Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba, o **Projeto Básico** do Sistema de Esgoto Sanitário da cidade de **Matias Cardoso/ 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;
- Volume 3 – Levantamentos Topográficos;
- **Volume 4 – Projeto Básico:**
 - **Tomo 4.1 – Memorial Descritivo e de Cálculo;**
 - Tomo 4.2 – Desenhos das Redes Coletoras;
 - Tomo 4.3 – Desenhos das Redes Coletoras, Interceptores e Elevatórias;
 - Tomo 4.4 – Desenhos da Estação de Tratamento de Esgotos - ETE;
 - Tomo 4.5 – Orçamento e Especificação Particular de Obras.
 - Anexo A – Especificação Geral de Materiais;
 - Anexo B – Especificação Geral de Execução.
- 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: 18/10/2007

Nº do Edital: 26/2007

Contrato de Prestação de Serviço: N° 0.06.08.0026.00

Ordem de Serviço: N° 01

Responsável Técnico:

Período: 30/01/08 a 30/07/08

Luiz Casuo Yamatogi CREA 10.870/D - MG

Emissão: Junho/2008

Coordenação: CODEVASF

Revisão: B - Setembro/2008

YC ENGENHARIA

Engº Luiz Casuo Yamatogi

SUMÁRIO

PROJETO BÁSICO – MATIAS CARDOSO

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO – TOMO 4.1

1. INTRODUÇÃO	10
2. SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO EXISTENTE	12
3. PROJEÇÃO POPULACIONAL.....	15
4. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO	19
4.1 – Alcance de Projeto	19
4.2 – Parâmetros Básicos.....	19
4.2.1 – Nível de atendimento (At)	19
4.2.2 – Coeficientes de Variação (Conforme NBR 09649)	19
4.2.3 – Consumo <i>per capita</i>	20
4.2.4 – Cálculo das Vazões	21
4.3 – Parâmetros para Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptores ..	21
4.4 – Parâmetros para Dimensionamento das Elevatórias de Esgoto e Linhas de Recalque.....	24
4.4.1 – Vazões Mínimas, Médias e Máximas	24
4.4.2 – Gradeamento.....	24
4.4.3 – Linha de Recalque.....	25
4.4.4 – Poço de Sucção.....	26
4.4.5 – Escolha do Tipo de Elevatória	28
4.5 – Parâmetros para Dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgotos	31
4.5.1 – Carga Orgânica de Contribuição Unitária	31
4.5.2 – Gradeamento.....	31
4.5.3 – Caixa de Areia	32
4.5.4 – Lagoa Anaeróbia	33
4.5.5 – Lagoas Facultativas.....	33
5. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO	35
5.1 – Vazões de Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptores	35
5.2 – Vazões de Dimensionamento das Elevatórias de Esgoto Bruto	38
5.3 – Vazões para Dimensionamento da ETE	38
6. SISTEMA PROPOSTO	41
6.1 – Introdução	41
6.2 – Ligações Prediais.....	42
6.3 – Redes Coletoras	43
6.4 – Interceptores	86
6.4.1 – Interceptor Rio São Francisco I	86
6.4.2 – Interceptor Rio São Francisco II	91
6.5 – Estações Elevatórias de Esgoto Bruto	97
6.5.1 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto – EEB-01	97

6.5.2 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto – EEB Final	107
6.6 – Estação de Tratamento de Esgotos	117
6.6.1 – Tratamento Preliminar	122
6.6.1.1 – Caixa de Amortização	122
6.6.1.2 – Calha Parshall.....	122
6.6.1.3 – Caixa de Areia - Limpeza Manual	124
6.6.1.4 – Grade Fina	126
6.6.2 – Sistema Australiano.....	129
6.6.2.1 – Lagoas Anaeróbias	130
6.6.2.2 – Lagoas Facultativas	135
6.6.3 – Emissário	142
6.6.4 – Aterro Controlado	144
ANEXO	146
PROPOSTAS CONJUNTOS MOTO-BOMBA	147

PROJETO BÁSICO – MATIAS CARDOSO

RELAÇÃO DE DESENHOS – TOMO 4.2

REDES COLETORAS

DISCRIMINAÇÃO	DESENHO Nº
Planta Geral – Setores Censitários e Sub-Bacias	01/47
Planta Geral – Sistema Proposto	02/47
Rede Coletora – Planta de Locação	03/47
Rede Coletora – Planta de Locação.....	04/47
Rede Coletora – Planta Construtiva	05/47
Rede Coletora – Planta Construtiva	06/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-01.....	07/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-01.....	08/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-01 e SB-04.....	09/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-02 e SB-03.....	10/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-03 e SB-04.....	11/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-05.....	12/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-06.....	13/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-06.....	14/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-06, SB-07 e SB-08.....	15/47

PROJETO BÁSICO – MATIAS CARDOSO

RELAÇÃO DE DESENHOS – TOMO 4.3

REDES COLETORAS, INTERCEPTORES E ELEVATÓRIAS

DISCRIMINAÇÃO	DESENHO Nº
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-06 e SB-08.....	16/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-07.....	17/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-07.....	18/47
Rede Coletora – Planta e Perfil SB-07.....	19/47
Rede Coletora – Detalhe do P-039 - Padrão COPASA	20/47
Rede Coletora – Detalhe do P-062 - Padrão COPASA	21/47
Interceptor Rio São Francisco 1	22/47
Interceptor Rio São Francisco 2	23/47
Elevatória EEB-1 – Planta de Localização, Linha de Recalque - Planta e Perfil, Detalhes	24/47
Elevatória EEB-1 – Planta e Cortes.....	25/47
Elevatória EEB-1 – Planta, Cortes e Detalhes.....	26/47
Elevatória EEB-1 – Cortes e Detalhes.....	27/47
Elevatória EEB Final – Planta de Localização e Detalhes.....	28/47
Elevatória EEB Final – Plantas e Cortes.....	29/47
Elevatória EEB Final – Linha de Recalque - Planta e Perfil.....	30/47

PROJETO BÁSICO – MATIAS CARDOSO

RELAÇÃO DE DESENHOS – TOMO 4.4

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS - ETE

DISCRIMINAÇÃO	DESENHO Nº
ETE Matias Cardoso – Situação e Localização - Planta	31/47
ETE Matias Cardoso – Terraplanagem e Sondagem - Planta e Perfil	32/47
ETE Matias Cardoso – Interligações	33/47
ETE Matias Cardoso – Perfil Hidráulico	34/47
ETE Matias Cardoso – Tratamento Preliminar	35/47
ETE Matias Cardoso – Lagoas Anaeróbias - Planta	36/47
ETE Matias Cardoso – Caixas 1 e 2 - Planta, Cortes e Detalhes.....	37/47
ETE Matias Cardoso – Lagoas Anaeróbias - Perfil e Detalhes	38/47
ETE Matias Cardoso – Lagoas Facultativas - Planta e Caixa 4 - Detalhes.....	39/47
ETE Matias Cardoso – Lagoas Facultativas - Perfil e Caixas 5 e 6 - Detalhes ...	40/47
ETE Matias Cardoso – Laboratório - Planta, Perfil e Fachada	41/47
ETE Matias Cardoso – Laboratório - Projeto Hidráulico	42/47
ETE Matias Cardoso – Aterro Controlado - Planta, Perfil e Detalhes	43/47
ETE Matias Cardoso – Drenagem Pluvial - Planta e Detalhes.....	44/47
ETE Matias Cardoso – Drenagem Pluvial - Detalhes.....	45/47
ETE Matias Cardoso – Geométrico - Planta e Perfil	46/47
ETE Matias Cardoso – Urbanização e Paisagismo.....	47/47

1. INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

O projeto técnico do Sistema de Esgoto Sanitário de Matias Cardoso 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 apresentou 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** foi 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 foi avaliada por meio de comparação de alternativas propostas para o sistema onde foi escolhida a alternativa que melhor se adequou as possibilidades de investimento atuais e futuras.

Após escolhida a alternativa de concepção e sua aprovação por parte da coordenação da CODEVASF é 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 Matias Cardoso.

A seguir está apresentado o **Projeto Básico** para a sede do município de Matias Cardoso 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. SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO EXISTENTE

2. SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO EXISTENTE

A cidade de Matias Cardoso não possui sistema dinâmico de esgotos sanitários e a população utiliza-se de fossas sépticas ou “negras” para disposição dos esgotos sanitários. A prefeitura administra o sistema de esgoto e não possui nenhum serviço específico de manutenção para limpeza das fossas.

A população está convivendo com um problema constante, pois a perfuração de fossas sépticas é prejudicada pela incidência de afloramentos rochosos em praticamente toda a cidade, conforme Foto 2.1. Este deverá ser o principal problema para implantar o sistema de esgoto sanitário de Matias Cardoso.

FOTO 2.1 – AFLORAMENTO DE ROCHAS NAS RUAS DE MATIAS CARDOSO



A concepção do sistema de esgotos de Matias Cardoso é facilitada pela possibilidade de utilização do Rio São Francisco como corpo receptor dos efluentes, o que simplificará o processo de tratamento. A topografia da cidade apresenta declividade em direção ao Rio São Francisco, facilitando a concentração do esgoto em um único ponto. Na avenida que margeia o rio será prevista a implantação de interceptor de esgotos com o traçado seguindo até os limites da área urbana (Bairro

“Coréia”), Foto 2.2. Neste local, ao final do interceptor, deverá ser prevista uma estação elevatória, para recalcar os esgotos para uma estação de tratamento.

FOTO 2.2 – AV. RIO SÃO FRANCISCO MARGEANDO O RIO SÃO FRANCISCO



Apresenta-se como particularidade para implantação do SES em Matias Cardoso a verificação do nível da cheia máxima no Rio São Francisco para avaliar a necessidade de se prever um aterro para instalação da ETE protegendo-a contra possíveis inundações.

O sistema de esgotos de Matias Cardoso deverá ser constituído de redes coletoras, interceptor, estação elevatória de esgoto bruto e estação de tratamento de esgotos.

3. PROJEÇÃO POPULACIONAL

3. PROJEÇÃO POPULACIONAL

A Projeção Populacional da sede urbana de Matias Cardoso está apresentada com maiores detalhes no **Volume 1 – Estudo de Reconhecimento e Volume 2 – Estudo de Concepção e Viabilidade**.

Apresentam-se neste volume os resultados encontrados para embasar os cálculos posteriores das unidades componentes do SES da sede urbana de Matias Cardoso.

A projeção populacional para a sede urbana de Matias Cardoso é apresentada no Quadro 3.1.

Com a definição da projeção populacional para a sede urbana do município, é definida no Quadro 3.2 a projeção por setor censitário.

O produto das frações das áreas do setor censitário pelas densidades populacionais de projeto definidas no Quadro 3.2 tem como resultado as populações contribuintes de cada uma das 08 (oito) sub-bacias pertencentes à área de projeto de Matias Cardoso. O Quadro 3.3 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 4 - Tomo 4.2, Folha 01/47, a Planta Geral de Matias Cardoso com as divisões dos setores censitários e sub-bacias.

QUADRO 3.1 – PROJEÇÃO POPULACIONAL DA SEDE URBANA DE MATIAS CARDOSO

ANO	POPULAÇÃO (hab)	TAXAS (%)
1.970	899	-
1.980	1.748	3,30
1.991	1.727	5,17
2.000	2.902	6,14
2.001	3.018	4,00
2.002	3.139	
2.003	3.264	
2.004	3.395	
2.005	3.531	
2.006	3.672	
2.007	3.819	
2.008	3.972	
2.009	4.130	
2.010	4.296	
2.011	4.382	
2.012	4.469	2,00
2.013	4.559	
2.014	4.650	
2.015	4.743	
2.016	4.838	
2.017	4.934	
2.018	5.033	
2.019	5.134	
2.020	5.236	
2.021	5.315	1,50
2.022	5.395	
2.023	5.476	
2.024	5.558	
2.025	5.641	
2.026	5.726	
2.027	5.812	
2.028	5.899	
TAXA (%) 2.000 - 2.028		2,57

QUADRO 3.2 – PROJEÇÃO POPULACIONAL POR SETOR CENSITÁRIO – MATIAS CARDOSO

SETOR CENSITÁRIO (IBGE)	ÁREA IBGE (ha)	ÁREA PROJETO (ha)	POPULAÇÃO (hab)			DENSIDADE POPULACIONAL (hab/ha)		
			2.000	2.008	2.028	2.000	2.008	2.028
1	56,93	54,36	1.559	2.134	3.169	27,38	39,25	58,29
2	45,09	70,96	1.343	1.838	2.730	29,78	25,90	38,47
TOTAL	102,02	125,32	2.902	3.972	5.899	28,45	31,69	47,07

QUADRO 3.3 – PROJEÇÃO POPULACIONAL POR SUB-BACIA - MATIAS CARDOSO

SUB BACIA	SETOR CENSITÁRIO (IBGE)	ÁREA (ha)	POPULAÇÃO (hab)		POPULAÇÃO TOTAL (hab)		DENSIDADE (hab/ha)	
			2.008	2.028	2.008	2.028	2.008	2.028
SB-01	2	23,91	619	920	619	920	25,90	38,47
SB-02	2	6,15	159	237	159	237	25,90	38,47
SB-03	2	9,00	233	346	233	346	25,90	38,47
SB-04	2	7,25	188	279	188	279	25,90	38,47
SB-05	2	13,84	358	532	358	532	25,90	38,47
SB-06	1	13,61	534	793	762	1.132	39,25	58,29
	2	8,81	228	339			25,90	38,47
SB-07	1	28,58	1.122	1.666	1.174	1.743	39,25	58,29
	2	2,00	52	77			25,90	38,47
SB-08	1	12,17	478	709	478	709	39,25	58,29
TOTAL		125,32	3.972	5.899	3.972	5.899	31,69	47,07

3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO

4. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO

Os parâmetros para o dimensionamento foram definidos a partir de:

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

4.1 – Alcance de Projeto

O alcance de plano para o Projeto Básico prevê:

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

4.2 – Parâmetros Básicos

4.2.1 – 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.

4.2.2 – 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
 - $CI = a \times L \rightarrow a = (0,01 \text{ a } 0,2) \text{ l/s x km de rede existente (EDITAL CODEVASF)}$
- $L = \text{Extensão de rede.}$

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

4.2.3 – 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 de água das economias micromedidas informadas 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 Matias Cardoso, conforme Quadro 4.2.1.

QUADRO 4.2.1 – CONSUMO *PER CAPITA* DE ÁGUA DA SEDE DO MUNICÍPIO DE MATIAS CARDOSO

MÊS/ ANO	PER CAPITA MICROMEDIDO (l/hab.x dia)
jan/07	106,49
fev/07	101,14
mar/07	86,21
abr/07	104,59
mai/07	95,37
jun/07	101,55
jul/07	103,66
ago/07	96,20
set/07	106,42
out/07	108,89
nov/07	114,63
dez/07	106,48
MÉDIA	102,72

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

O *per capita* médio micromedido deste período é de 102,72 l/(hab. x dia).

Adotar-se-á o valor de 103 l/ (hab. x dia).

4.2.4 – 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* = 103 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)

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

4.3 – Parâmetros para Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptores

Em todo o 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 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.

- Locação da rede

Os coletores deverão ser locados no terço médio mais desfavorável das ruas. Nas vias públicas, com largura igual ou superior a 20 m, serão projetados dois coletores, um de cada lado, localizados na pista de rolamento a 1,50 m do meio-fio. Redes coletoras com profundidades maiores que 5,00 metros terão coletores auxiliares evitando as grandes profundidades dos ramais prediais.

- 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 ($\varnothing > 300$ mm e $h > 2,50$ m) e P-062 ($\varnothing \leq 300$ mm e $h \leq 2,50$ 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.

- Ponta Seca

Será dispensado o uso de PV de cabeceira, considerando-se que durante as obras a rede seja devidamente cadastrada, a ponta tamponada e com testemunha apropriada.

4.4 – Parâmetros para Dimensionamento das Elevatórias de Esgoto e Linhas de Recalque

Os critérios e parâmetros utilizados para o dimensionamento das elevatórias e linhas de recalque foram definidos com base na Norma NBR-12.208 da ABNT.

4.4.1 – Vazões Mínimas, Médias e Máximas

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

4.4.2 – Gradeamento

Os sólidos em suspensão no esgoto afluente, 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 afluente e dimensionado pela seguinte expressão:

$$V = Q \times \tau$$

Sendo:

- $V \Rightarrow$ Volume de material retido (l/s);
- $Q \Rightarrow$ Vazão afluente (m³/s);
- $\tau \Rightarrow$ Taxa de material retido (l/m³).

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 4.4.1 apresentado a seguir.

QUADRO 4.4.1 - 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

4.4.3 – 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 NE_{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/s^2);
- $K \Rightarrow$ Coeficiente que depende de cada peça.

4.4.4 – Poço de Sucção

Volume Útil

A fórmula abaixo foi deduzida para até seis conjuntos moto-bombas 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 (m^3);
- $Qb \Rightarrow$ Vazão correspondente a cada bomba.

Área Útil

$$A_u = \frac{V_u}{H_u}$$

Sendo,

- $A_u \Rightarrow$ Área útil (m^2);
- $V_u \Rightarrow$ Volume Útil (m^3);
- $H_u \Rightarrow$ Altura entre os níveis de operação (m).

Volume Efetivo

$$V_{ef} = A_b \times H_m - V_{enchimento}$$

Sendo,

- $A_b \Rightarrow$ Área da base do poço de sucção (m^2);
- $H_m \Rightarrow$ 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 (m^3/s);
- $A \Rightarrow$ Área da tubulação (m^2).

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.

4.4.5 – Escolha do Tipo de Elevatória

Na determinação dos tipos de elevatórias a serem estudadas para o sistema de esgotos de Matias Cardoso, 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 submersível 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 afluenta 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.

4.5 – Parâmetros para 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.

4.5.1 – Carga Orgânica de Contribuição Unitária

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

4.5.2 – 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.

4.5.3 – Caixa de Areia

Logo após o gradeamento, será implantada a caixa 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 (m³/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 $1.300 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$

4.5.4 – Lagoa Anaeróbia

- Profundidade (h) $\Rightarrow 4,0$ a $5,0 \text{ m}$;
- Tempo de detenção hidráulica (TDH) $\Rightarrow 3$ a 6 dias;
- Taxa de aplicação volumétrica (L_v) $\Rightarrow 0,1$ a $0,3 \text{ kg DBO}_5/(\text{m}^3 \times \text{dia})$;
- Carga de DBO afluente - (S_o) \Rightarrow calculada para cada alternativa;
- Eficiência na remoção de DBO (E) $\Rightarrow 60\%$.

4.5.5 – Lagoas Facultativas

- Profundidade (h) $\Rightarrow 1,5$ a $3,0 \text{ m}$;
- 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 $\Rightarrow 240 \text{ kg DBO}_5/(\text{m}^3 \times \text{dia})$;
- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH) $\Rightarrow 15$ a 45 dias;
- Coeficiente de Remoção de DBO $\Rightarrow K_{20^\circ\text{C}} = 0,20 \text{ d}^{-1}$ (precedida de lagoa anaeróbia), e $K_{20^\circ\text{C}} = 0,30 \text{ d}^{-1}$ (para lagoa facultativa única);
- Remoção de DBO e SS $\Rightarrow 75$ a 85% ; e
- Remoção de coliformes $\Rightarrow 80$ a 90% .

5. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO

5. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO

5.1 – Vazões de Dimensionamento das Redes Coletoras e Interceptores

Com base no estudo do crescimento populacional de Matias Cardoso 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 às vazões de infiltração, utilizando-se da população em cada área de contribuição e os critérios e parâmetros descritos no Capítulo 4.

Como citado no item 4.2.2 a infiltração é dada por:

- $CI = 25\%$ 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.

Considerando a primeira alternativa para o cálculo da vazão de infiltração, 25% da vazão máxima horária doméstica, obtém-se 2,53 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). Por meio do levantamento topográfico foram contabilizados 21,99 km de redes coletoras a projetar. Logo, obtém-se 2,20 l/s de coeficiente de infiltração.

Entre as duas alternativas a que apresenta a menor infiltração é a segunda: $0,1 \text{ l/s} \times 21,99 \text{ km de rede coletora} = 2,20 \text{ l/s}.$

As vazões utilizadas para o cálculo das redes coletoras e interceptores estão apresentadas nos Quadros 5.1.1 a 5.1.2.

QUADRO 5.1.1 – VAZÕES CONTRIBUINTES DAS SUB-BACIAS - ANO 2.008
SEDE URBANA DE MATIAS CARDOSO – 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	619	619	0,30	0,59	1,06	0,47	0,76	1,06	1,53
SB-2	159	159	0,08	0,15	0,27	0,10	0,17	0,25	0,37
SB-3	233	233	0,11	0,22	0,40	0,17	0,28	0,39	0,57
SB-4	188	188	0,09	0,18	0,32	0,10	0,19	0,28	0,42
SB-5	358	358	0,17	0,34	0,62	0,17	0,34	0,51	0,78
SB-6	762	762	0,36	0,73	1,31	0,40	0,77	1,13	1,71
SB-7	1.174	1.174	0,56	1,12	2,01	0,59	1,15	1,71	2,61
SB-8	478	478	0,23	0,46	0,82	0,20	0,43	0,66	1,02
TOTAL	3.972	3.972	1,89	3,79	6,82	2,20	4,09	5,99	9,02

C: 0,80
 K1: 1,2
 K2: 1,5
 K3: 0,5
 q: 103 l/hab x dia
 Infiltração: 0,1l/s x 21,99 km de rede = 2,20 l/s
 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} :
 $Q_{mín} = ((Pop.atendida \times C \times K3 \times At) / 86400) + Q_{inf}$
 $Q_{média} = ((Pop.atendida \times C \times At) / 86400) + Q_{inf}$
 $Q_{máx.hor} = (Q_{média} \times K1 \times K2) + Q_{inf}$

QUADRO 5.1.2 – VAZÕES CONTRIBUINTES DAS SUB-BACIAS - ANO 2.028
SEDE URBANA DE MATIAS CARDOSO – 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	920	920	0,44	0,88	1,58	0,47	0,90	1,34	2,04
SB-2	237	237	0,11	0,23	0,41	0,10	0,21	0,32	0,51
SB-3	346	346	0,17	0,33	0,59	0,17	0,33	0,50	0,76
SB-4	279	279	0,13	0,27	0,48	0,10	0,23	0,37	0,58
SB-5	532	532	0,25	0,51	0,91	0,17	0,42	0,67	1,08
SB-6	1.132	1.132	0,54	1,08	1,94	0,40	0,94	1,48	2,35
SB-7	1.743	1.743	0,83	1,66	2,99	0,59	1,42	2,25	3,58
SB-8	709	709	0,34	0,68	1,22	0,20	0,54	0,88	1,42
TOTAL	5.899	5.899	2,81	5,63	10,13	2,20	5,01	7,83	12,33

C: 0,80

K1: 1,2

K2: 1,5

K3: 0,5

q: 103 l/hab x dia

Infiltração: 0,1l/s x 21,99 km de rede = 2,20 l/s

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

5.2 – Vazões de Dimensionamento das Elevatórias de Esgoto Bruto

Para o desenvolvimento do SES de Matias Cardoso foi observada a necessidade de execução de 02 (duas) elevatórias de esgoto bruto:

- EEB-01: elevatória a ser locada no caminhamento do interceptor para altear a tubulação evitando grandes profundidades;
- EEB-FINAL: elevatória final para recalque de todo o esgoto da sede urbana de Matias Cardoso à ETE.

A elevatória 01 projetada teve suas vazões definidas a partir da contribuição do Interceptor Rio São Francisco 1.

A elevatória final projetada teve suas vazões definidas a partir da contribuição do Interceptor Rio São Francisco 2.

As vazões utilizadas para o cálculo das elevatórias da sede urbana foram extraídas dos Quadros 5.1.1 e 5.1.2.

5.3 – Vazões para Dimensionamento da ETE

O Sistema de Esgotos Sanitários da sede urbana de Matias Cardoso será constituído de uma única Estação de Tratamento de Esgotos, 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 para dimensionamento da ETE foram calculadas as vazões ano a ano, conforme apresentado no Quadro 5.3.1.

QUADRO 5.3.1 - VAZÕES DO SES DA SEDE URBANA DE MATIAS CARDOSO - ETE

ANO	POPULAÇÃO (hab)		NÍVEL DE ATENDIMENTO (%)	VAZÕES (l/s)						
				DOMÉSTICA			Q _{infiltração}	TOTAL		
	Q _{min}	Q _{média}		Q _{máx.hor}	Q _{min}	Q _{média}		Q _{máx.hor}		
2.008	3.972	3.972	100	1,89	3,79	6,82	2,20	4,09	5,99	9,02
2.009	4.130	4.130	100	1,97	3,94	7,09	2,20	4,17	6,14	9,29
2.010	4.296	4.296	100	2,05	4,10	7,37	2,20	4,25	6,30	9,57
2.011	4.382	4.382	100	2,09	4,18	7,52	2,20	4,29	6,38	9,72
2.012	4.469	4.469	100	2,13	4,26	7,67	2,20	4,33	6,46	9,87
2.013	4.559	4.559	100	2,17	4,35	7,83	2,20	4,37	6,55	10,03
2.014	4.650	4.650	100	2,22	4,43	7,98	2,20	4,42	6,63	10,18
2.015	4.743	4.743	100	2,26	4,52	8,14	2,20	4,46	6,72	10,34
2.016	4.838	4.838	100	2,31	4,61	8,30	2,20	4,51	6,81	10,50
2.017	4.934	4.934	100	2,35	4,71	8,47	2,20	4,55	6,91	10,67
2.018	5.033	5.033	100	2,40	4,80	8,64	2,20	4,60	7,00	10,84
2.019	5.134	5.134	100	2,45	4,90	8,81	2,20	4,65	7,10	11,01
2.020	5.236	5.236	100	2,50	4,99	8,99	2,20	4,70	7,19	11,19
2.021	5.315	5.315	100	2,53	5,07	9,12	2,20	4,73	7,27	11,32
2.022	5.395	5.395	100	2,57	5,14	9,26	2,20	4,77	7,34	11,46
2.023	5.476	5.476	100	2,61	5,22	9,40	2,20	4,81	7,42	11,60
2.024	5.558	5.558	100	2,65	5,30	9,54	2,20	4,85	7,50	11,74
2.025	5.641	5.641	100	2,69	5,38	9,68	2,20	4,89	7,58	11,88
2.026	5.726	5.726	100	2,73	5,46	9,83	2,20	4,93	7,66	12,03
2.027	5.812	5.812	100	2,77	5,54	9,98	2,20	4,97	7,74	12,18
2.028	5.899	5.899	100	2,81	5,63	10,13	2,20	5,01	7,83	12,33

C: 0,80

K1: 1,2

K2: 1,5

K3: 0,5

q: 103 l/hab x dia

Infiltração: 0,1l/s x 21,99 km de rede = 2,20 l/s

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} :

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

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

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

6. SISTEMA PROPOSTO

6. SISTEMA PROPOSTO

6.1 – Introdução

Na concepção do sistema de esgotamento sanitário as unidades componentes do sistema, como redes, interceptores, elevatórias e estações de tratamento de esgotos, devem funcionar de maneira adequada e eficiente com o objetivo de proporcionar à população uma infra-estrutura de saneamento de qualidade.

A premissa para o desenvolvimento do SES de uma cidade é concentrar, por meio das redes, interceptores e elevatórias, os esgotos coletados em um número reduzido de pontos onde serão tratados. A preferência é que os esgotos sejam conduzidos por gravidade.

No caso de Matias Cardoso, o estudo realizado do sistema de esgoto sanitário propõe uma concepção para os problemas encontrados na sede do município, de forma que esses sejam avaliados e futuramente solucionados para que a cidade possua um sistema de esgotamento sanitário adequado.

A cidade de Matias Cardoso está localizada à margem direita do Rio São Francisco, apresentando relevo plano. Entretanto, apresenta declividade favorável para o escoamento dos esgotos em direção ao Rio São Francisco. Sendo assim, um interceptor será implantado na avenida que margeia o rio para conduzir os esgotos das redes coletoras à estação elevatória de esgoto bruto.

Ao final do interceptor será implantada uma estação elevatória de esgoto bruto final para recalque de todo o esgoto da sede urbana de Matias Cardoso à Estação de Tratamento de Esgotos. Outra elevatória deverá ser implantada no caminhamento do interceptor para alterar a tubulação evitando aprofundamento excessivo.

A incidência de afloramentos rochosos em praticamente toda a cidade poderá ser complicador para implantar o sistema de esgoto sanitário de Matias Cardoso, dificultando as escavações para as redes coletoras e interceptor.

A Estação de Tratamento de Esgotos será locada a jusante do centro urbano de Matias Cardoso, à margem direita da rodovia MG-401 para Manga, em cota não inundável.

O lançamento do esgoto tratado no Rio São Francisco facilita a concepção do processo de tratamento, pois o rio constitui um corpo receptor com grande potencial de diluição dos efluentes, sem alteração da qualidade da água a jusante do lançamento, permitindo a adoção de unidades de tratamento mais simples.

A concepção para o Sistema de Esgotos Sanitários de Matias Cardoso é apresentada no Volume 4, Tomo 4.2, Folha 02/47, na Planta Geral do Sistema Proposto.

A seguir passa-se a descrever as unidades operacionais do sistema proposto com as respectivas memórias de cálculo do dimensionamento das mesmas.

6.2 – Ligações Prediais

Para atendimento em início de plano será necessária a implantação de ligações prediais em todas as Sub-Bacias, onde foram projetadas redes coletoras.

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 de água 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 = 3,58 (IBO/IBG - COPASA);
- $R_{E/L}$ \Rightarrow Relação do número de economias por ligações predial = 1,01 (IBO/IBG - COPASA).

O Quadro 6.2.1 apresenta uma estimativa do número de ligações prediais de esgoto a serem implantadas em 2.008.

QUADRO 6.2.1 – ESTIMATIVA DO NÚMERO DE LIGAÇÕES PREDIAIS

POPULAÇÃO (hab)		NÚMERO DE LIGAÇÕES PREDIAIS A IMPLANTAR
TOTAL	ATENDIDA	
3.972	3.972	1.098

6.3 – Redes Coletoras

O plano de escoamento do sistema de esgotos sanitários foi desenvolvido obedecendo às declividades naturais dos arruamentos que tendem para as bacias drenantes, o que definiu as 08 (oito) sub-bacias de contribuição de esgotos.

As denominações das sub-bacias obedeceram a uma seqüência numeral.

– Nomenclatura: SB-01 a 08 \Rightarrow Sub-Bacias com redes coletoras projetadas.

- SB \Rightarrow Sub-Bacia
- 01 \Rightarrow Número seqüencial das sub-bacias

Por sua vez, as denominações dos PV's obedecem à nomenclatura da sub-bacia a que pertencem e, em seguida o número seqüencial do PV dentro desta sub-bacia.

– Nomenclatura: PV 1.2

- 1 \Rightarrow Sub-Bacia a que pertence
- 2 \Rightarrow Número do PV, seqüencial.

Para cada sub-bacia foi projetada a população contribuinte de início e final de plano e definidas as vazões para dimensionamento das unidades do sistema, conforme apresentado nos Quadro 5.1.1 e 5.1.2.

Em função do relevo de algumas sub-bacias ser bastante acidentado, foram niveladas algumas normais, para que o sistema de rede coletora de esgotos pudesse atender o máximo de residências possíveis.

As sub-bacias de projeto 01, 02, 03 e 04 contribuem diretamente para o Interceptor São Francisco I, que lança os efluentes na EEB 01 a ser locada no final do interceptor São Francisco I. O PV 5.29 da sub-bacia 05 recebe toda a contribuição do interceptor São Francisco I por meio do recalque.

A sub-bacia de projeto 08 lança seus efluentes na sub-bacia 07 e as sub-bacias de projeto 05, 06 e 07 contribuem diretamente no Interceptor São Francisco II, que lança os efluentes na EEB final, a ser locada no final do interceptor.

As redes coletoras projetadas perfazem uma extensão de 21.993 metros sendo dimensionadas seguindo os parâmetros e critérios definidos no Capítulo 4.

Apresenta-se no Volume 4 – Tomo 4.2, Folhas 03/47 a 15/47, e Tomo 4.3, Folhas 16/47 a 21/47, as plantas de locação, construtivas, perfis e detalhes da rede coletora projetada.

A extensão projetada, por diâmetro e por material em cada sub-bacia está apresentada no Quadro 6.3.1.

QUADRO 6.3.1 – EXTENSÃO REDE COLETORA

SUB-BACIA	DIÂMETRO (mm)	MATERIAL	EXTENSÃO REDE (m)
1	150	PVC	4.653
2	150	PVC	989
3	150	PVC	1.693
4	150	PVC	1.026
5	150	PVC	1.661
6	150	PVC	4.020
7	150	PVC	5.918
8	150	PVC	2.033
TOTAL			21.993

A seguir estão apresentadas as planilhas de dimensionamentos das redes coletoras projetadas.

SUB - BACIA 01

Inserir planilhas: 7 pgs

SUB - BACIA 02

Inserir planilhas: 2 pgs

SUB - BACIA 03

Inserir planilhas: 3 pgs

SUB - BACIA 04

Inserir planilhas: 2 pg

SUB - BACIA 05

Inserir planilhas: 3 pgs

SUB - BACIA 06

Inserir planilhas: 6 pgs

SUB - BACIA 07

Inserir planilhas: 8 pgs

SUB - BACIA 08

Inserir planilhas: 3 pgs

6.4 – Interceptores

6.4.1 – Interceptor Rio São Francisco I

O interceptor Rio São Francisco I de Matias Cardoso foi projetado para conduzir todo o esgoto proveniente das sub-bacias 01, 02, 03 e 04 até a estação elevatória de esgotos bruto 01.

O interceptor tem seu início no PV ISF-1 no final da Rua José Geronimo dos Santos, onde recebe a contribuição da sub-bacia 01 e segue até o final da Rua Almirante Barroso, onde será locada a EEB - 01.

No percurso do interceptor até a EEB - 01, o mesmo receberá as contribuições das sub-bacias 02, 03 e 04.

O interceptor será todo projetado em DN 150 mm de PVC, perfazendo uma extensão total de 673 metros.

Apresenta-se no Volume 4 - Tomo 4.3, Folha 22/47, a planta e perfil do Interceptor Rio São Francisco I.

A seguir é apresentado o esquema de carregamento e a planilha de dimensionamento do Interceptor Rio São Francisco I.

ESQUEMA DE CARREGAMENTO

INSERIR 1 FOLHA - ESQUEMA CARREGAMENTO

**PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO
INTERCEPTOR SÃO FRANCISCO I**

Inserir 1 – planilhas

6.4.2 – Interceptor Rio São Francisco II

O interceptor Rio São Francisco II de Matias Cardoso foi projetado para conduzir todo o esgoto proveniente das sub-bacias 05, 06, 07 e 08 até a estação elevatória de esgoto bruto final.

O interceptor tem seu início no PV ISF2-1 na Rua Beira Rio entre as Ruas João Jorge Leite e Ruy Barbosa, onde recebe a contribuição da sub-bacia 05 e segue até o final da Rua Beira Rio esquina com Rua Duque de Caxias, onde será locada a EEB - final.

No percurso do interceptor até a EEB - final, o mesmo receberá as contribuições das sub-bacias 06, e 07.

O interceptor será todo projetado em DN 150 mm de PVC, perfazendo uma extensão total de 556 metros.

Apresenta-se no Volume 4 - Tomo 4.2, Folha 23/47, a planta e perfil do Interceptor Rio São Francisco II.

A seguir é apresentado o esquema de carregamento e a planilha de dimensionamento do Interceptor Rio São Francisco II.

ESQUEMA DE CARREGAMENTO

INSERIR 1 FOLHA - ESQUEMA CARREGAMENTO

**PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO
INTERCEPTOR SÃO FRANCISCO II**

Inserir 1 – planilhas

6.5 – Estações Elevatórias de Esgoto Bruto

Para que os esgotos de Matias Cardoso sejam reunidos e tratados em um único local na cidade, será necessária a implantação de duas estações elevatórias de esgotos brutos.

- Uma elevatória EEB-01 a ser locada no final do Interceptor Rio São Francisco I, para alteamento do interceptor;
- Uma elevatória final para recalque de todo o esgoto da sede urbana de Matias Cardoso à ETE.

Para definição das bombas a serem utilizadas nas estações elevatórias EEB-01 e EEB-FINAL foi realizado um pré-dimensionamento do qual gerou-se um estudo técnico e econômico, apresentado no *Estudo de Concepção e Viabilidade*, para verificar quais as condições ideais de operação do sistema. Desta forma, pôde-se definir qual o fabricante que atenderia em melhores condições de operação e custo global de implantação.

Após a definição dos fabricantes para a elevatória, foram realizadas novas consultas dos conjuntos moto-bomba para a execução do projeto básico da mesma.

6.5.1 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto – EEB-01

A EEB-01 será locada no final da Rua Almirante Barroso, com a finalidade de altear o esgoto do interceptor Rio São Francisco I, que recebe as vazões das sub-bacias 01, 02, 03 e 04. O esgoto recalcado será enviado para o poço de visita PV 5.29 da sub-bacia 05.

Com as definições das elevações do sistema é possível definir então o desnível geométrico e, conseqüentemente, a altura manométrica para definição do conjunto moto-bomba.

- $Q_{\text{máx hor.}} - 2.028 = 3,89 \text{ l/s};$
- $H_g = 447,509 \text{ (chegada no PV 5.29)} - 442,410 \text{ (NE}_{\text{min}}) = 5,10 \text{ m}$
- $H_{\text{man}} = 6,56 \text{ m.c.a}$

- Cálculo do Diâmetro de Recalque

Verificando pelo critério econômico da fórmula de Bresse, o diâmetro de recalque será de:

$$D = K\sqrt{Q} = 1,00\sqrt{0,00389} = 0,062 \text{ m} \Rightarrow 80 \text{ mm}$$

- Verificação das Velocidades nas Tubulações de Sucção e Recalque

A partir da determinação do diâmetro de recalque será verificada a velocidade na tubulação.

O barrilete e a linha de recalque seguem os parâmetros empregados no Capítulo 4 e recomendações definidas pela NBR 12.208: 0,6 m/s a 3,0 m/s.

Logo:

$$\Rightarrow Q = 3,89 \text{ l/s e } \phi 80 \text{ mm} \Rightarrow 0,77 \text{ m/s}$$

Os Quadros 6.5.1 e 6.5.2 apresentam o dimensionamento da EEB-01 conforme parâmetros definidos no Capítulo 4, bem como um gráfico demonstrando o ponto de operação definido pela curva da bomba e do sistema.

O Quadro 6.5.3 apresenta a estimativa do custo de energia no período de projeto.

O conjunto a ser empregado será do tipo submersível da marca ABS modelo PEJ 10 BX com as seguintes características:

- Ponto de Operação: 3,89 l/s x 6,56 mca;
- Rendimento Hidráulico: 45,50 %;
- Potência do motor: 1,0 cv;
- Diâmetro do Rotor: 130mm;
- Rotação: 1750 rpm;
- Tensão: 220 / 380 / 440 V.

A proposta do conjunto moto-bomba, a curva e o dimensional da bomba serão apresentados em anexo.

Apresenta-se no Volume 4 – Tomo 4.3, Folhas 24/47 a 27/47, as plantas, cortes e detalhes da EEB-1 projetada.

QUADRO 6.5.1 – DIMENSIONAMENTO DA EEB-01

DADOS GERAIS DE PROJETO

DESNÍVEL GEOMÉTRICO (m)			5,10		
VAZÃO			m³/h	l/s	
	Mínima (2008)	Qi-mín (2008)	5,04	1,40	
	Média (2008)	Qi-méd (2008)	7,13	1,98	
	Média (2028)	Qi-méd (2028)	9,11	2,53	
	Máxima Horária (2028)	Qf-máx (2028)	14,00	3,89	
COEFICIENTE DE RUGOSIDADE -C		FOFO /DEFOFO		110	120
COMPRIMENTO DO RECALQUE - L (m)			89,00		
ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE - (m²/s)			9,81		
CÁLCULO DO DIÂMETRO ECONÔMICO DA TUBULAÇÃO DE RECALQUE					
PARA O VALOR DE K =			1,000		
DIÂMETRO ECONÔMICO (m)		D = K √Q (BRESSE)	0,062		
DIÂMETRO ADOTADO (m)			0,080		
CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL					
VELOCIDADE DE RECALQUE - (m/s)		DN 0,080	0,77		
PERDA DE CARGA LOCALIZADA (m)			0,17		
PERDA DE CARGA CONTÍNUA (m)			1,29		
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL(m)			6,56		
BOMBA SELECIONADA - INÍCIO DE PLANO					
FABRICANTE			ABS		
MODELO SUBMERSIVEL			EJ 10 BX		
ROTOR (mm)			130		
ALTURA DE SUBMERGÊNCIA MÍNIMA DA BOMBA (m)			0,27		
POTÊNCIA (cv)			1,0		
PONTO	VAZÃO DA BOMBA ADOTADA (l/s)		3,89		
OPERAÇÃO	ALTURA MANOMÉTRICA DA BOMBA (mca)		6,56		
RENDIMENTO HIDRAÚLICO -n (%)			45,50		
POTÊNCIA CONJUNTO MOTO BOMBA - (Q x AMT / 75 x v)					
ACRÉSCIMO PARA FOLGA DOS MOTORES ELÉTRICOS (%)			-		
POTENCIA CONJUNTO MOTO BOMBA - (cv)			0,75		
POTENCIA INSTALADA (cv)			1,00		
DADOS PARA O CÁLCULO DO POÇO DE SUCÇÃO					
TEMPO DE CICLO (min.)			10		
VAZÃO DA BOMBA (m³/min)			0,23		
NÚMERO DE BOMBAS EM OPERAÇÃO			1		
NÚMERO DE BOMBAS INSTALADA			2		
DIMENSIONAMENTO DO POÇO SUCÇÃO					
VOLUME ÚTIL MÍNIMO (m³)		ENTRE O NÍVEL MÁXIMO E MÍNIMO DE OPERAÇÃO		0,58	
ALTURA(m)	ENTRE OS NÍVEIS DE OPERAÇÃO		0,50		
	MÍNIMA ENTRE O FUNDO DO POÇO E O NÍVEL MÍNIMO DE OPERAÇÃO		0,27		
ÁREA MÍNIMA DO POÇO DE SUCÇÃO (m²)			1,17		

CONTINUAÇÃO QUADRO 6.5.1 – DIMENSIONAMENTO DA EEB-01

DIMENSÕES ADOTADA PARA O POÇO DE SUCÇÃO		
LARGURA (m)		1,80
COMPRIMENTO (m)		1,80
ÁREA ADOTADA		3,24
ALTURA (m)	ENTRE OS NÍVEIS DE OPERAÇÃO	0,50
	MÉDIA - (ENTRE O FUNDO DO POÇO E O PONTO MÉDIO DO NÍVEL DE OPERAÇÃO)	0,52
VOLUME ÚTIL	ENTRE OS NÍVEIS MÁXIMO E MÍNIMO DE OPERAÇÃO (m ³) - ENCHIMENTO	1,58
VOLUME EFETIVO (m ³)		1,68

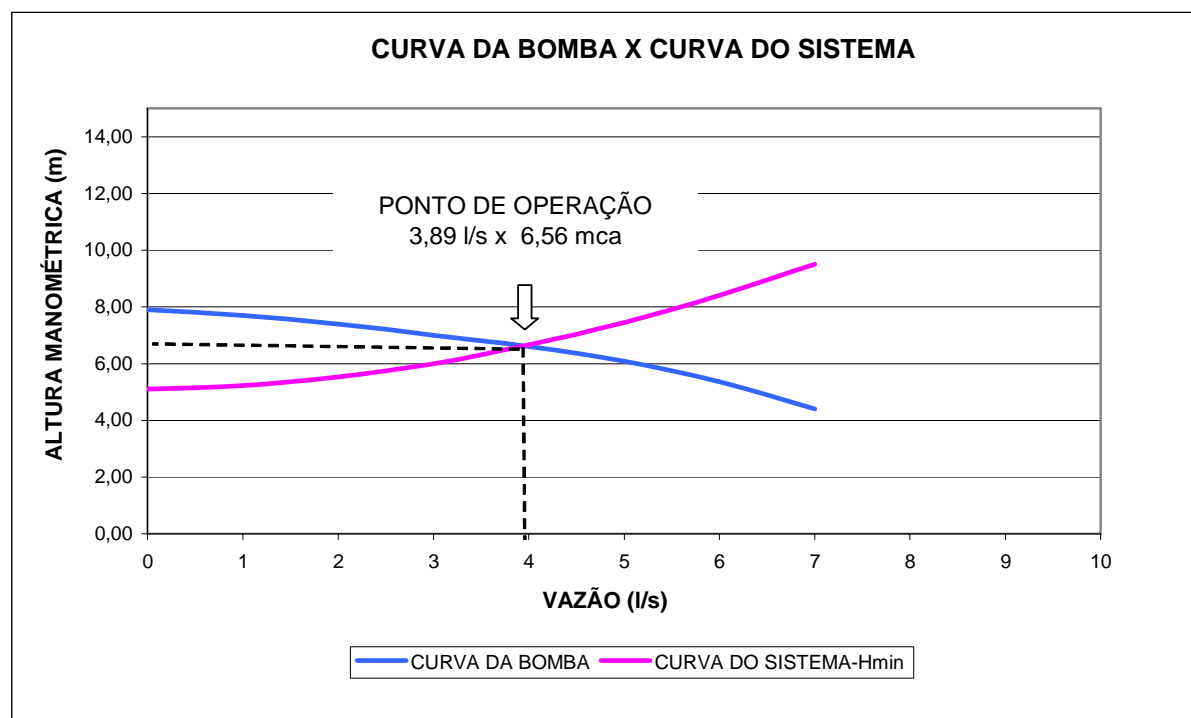
PERÍODO DE TRABALHO DOS CONJUNTOS MOTOBOMBAS

VAZÕES		TEMPO DE SUBIDA (mín)	TEMPO DE DESCIDA (mín)	CICLO (mín)	PARTIDA/HORA (un)	TEMPO DE DETENÇÃO (mín)
l/s	(m ³ /min)					
Qi-mín (2008)	0,08	19,75	10,30	30,05	2,00	21,06
Qi-méd (2008)	0,12	13,17	13,93	27,10	2,21	14,04
Qi-méd (2028)	0,15	10,53	18,94	29,48	2,04	11,23
Qf-máx (2028)	0,20	7,90	47,31	55,21	1,09	8,42

CURVA DO SISTEMA

Vazão		D. GEOMÉTRICO	H _{fl}	H _{fc}	AMT(NE-mín.)	AMT(NE-máx.)
l/s	(m ³ /h)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	0,00	5,10	0,00	0,00	5,10	4,60
1,00	3,60	5,10	0,01	0,11	5,22	4,72
2,00	7,20	5,10	0,05	0,38	5,53	5,03
3,00	10,80	5,10	0,10	0,80	6,00	5,50
4,00	14,40	5,10	0,18	1,37	6,66	6,16
5,00	18,00	5,10	0,28	2,07	7,45	6,95
6,00	21,60	5,10	0,41	2,90	8,41	7,91
7,00	25,20	5,10	0,56	3,85	9,51	9,01

CURVA DA BOMBA X CURVA DO SISTEMA



QUADRO 6.5.2 - PERDA DE CARGA – EEB - 01

LOCAL	DIÂMETRO (m)	PEÇAS	QUANT.	COEFICIENTE "K"		VAZÃO (l/s)	VELOC. (m/s)	PERDAS DE CARGAS			DESNÍVEL GEOMÉTRICO	ALTURA MANOMÉTRICA
				UNIT.	TOTAL			LOC.(hfl)	CONT.(hfc)	TOTAL		
								(m)	(m)	(m)		
BARRILETE	0,080	CURVA 90	1	0,40	0,40	3,89	0,77	0,13	-	0,13	-	-
		CURVA 45	1	0,20	0,20							
		REDUÇÃO 80x50	1	0,30	0,30							
		VÁLVULA RETENÇÃO	1	2,50	2,50							
		REG. GAVETA ABERTO	1	0,20	0,20							
		JUNÇÃO	2	0,40	0,80							
		TOTAL			4,40							
LINHA DE RECALQUE	0,080	CURVA 90	3	0,40	1,20	0,04		0,04				
		TOTAL			1,20							
BARRILETE	0,080	TUBO (m)	6,50			-	0,08	0,08				
RECALQUE	0,080	TUBULAÇÃO (m)	89,00				1,21	1,21				
								0,17	1,29	1,46	5,10	6,56

QUADRO 6.5.3 – ESTIMATIVA DO CUSTO DE ENERGIA

Ano		Nº de Horas de Operação	Potência Consumida	Consumo Anual de Energia	Despesa Anual com Consumo	Demanda	Despesa Anual c/ Demanda	Despesa Total	Despesa Total (valor presente)
Ordem	Ano	(h)	(kw)	(kw.h)	(R\$)	(kw)	(R\$)	(R\$)	(R\$)
1	2008	12,22	0,55	2.453,65	1.668,48	0,00	0,00	1.668,48	1.668,48
2	2009	12,39	0,55	2.487,73	1.691,65	0,00	0,00	1.691,65	1.524,01
3	2010	12,56	0,55	2.521,80	1.714,83	0,00	0,00	1.714,83	1.391,79
4	2011	12,72	0,55	2.555,88	1.738,00	0,00	0,00	1.738,00	1.270,81
5	2012	12,89	0,55	2.589,96	1.761,17	0,00	0,00	1.761,17	1.160,14
6	2013	13,06	0,55	2.624,04	1.784,35	0,00	0,00	1.784,35	1.058,92
7	2014	13,23	0,55	2.658,12	1.807,52	0,00	0,00	1.807,52	966,37
8	2015	13,40	0,55	2.692,20	1.830,69	0,00	0,00	1.830,69	881,77
9	2016	13,57	0,55	2.726,27	1.853,87	0,00	0,00	1.853,87	804,44
10	2017	13,74	0,55	2.760,35	1.877,04	0,00	0,00	1.877,04	733,78
11	2018	13,91	0,55	2.794,43	1.900,21	0,00	0,00	1.900,21	669,23
12	2019	14,08	0,55	2.828,51	1.923,39	0,00	0,00	1.923,39	610,26
13	2020	14,25	0,55	2.862,59	1.946,56	0,00	0,00	1.946,56	556,41
14	2021	14,42	0,55	2.896,67	1.969,73	0,00	0,00	1.969,73	507,23
15	2022	14,59	0,55	2.930,75	1.992,91	0,00	0,00	1.992,91	462,34
16	2023	14,76	0,55	2.964,82	2.016,08	0,00	0,00	2.016,08	421,37
17	2024	14,93	0,55	2.998,90	2.039,25	0,00	0,00	2.039,25	383,98
18	2025	15,10	0,55	3.032,98	2.062,43	0,00	0,00	2.062,43	349,85
19	2026	15,27	0,55	3.067,06	2.085,60	0,00	0,00	2.085,60	318,73
20	2027	15,44	0,55	3.101,14	2.108,77	0,00	0,00	2.108,77	290,33
21	2028	15,61	0,55	3.135,22	2.131,95	0,00	0,00	2.131,95	264,43
								TOTAL	16.294,68

Vazão da Bomba:

3,89 (l/s)

14,00 (m³/h)

Potência consumida

0,55 kW

Tarifa de Energia Elétrica:

Consumo (R\$/kwh)

0,68 (Setembro/07)

Dimensionamento do Cesto Coletor

A seguir são apresentados os dados para dimensionamento do cesto coletor a ser instalado na entrada do esgoto na elevatória, a fim de retirar sólidos mais grosseiros que poderiam vir a prejudicar o bom funcionamento do conjunto moto-bomba.

- Dimensões do Cesto: 0,40 m x 0,40 m x 0,50 m
- Peso específico do aço = 7800 kg/m³
- Peso da tela galvanizada = 0,101 kg/m
- Volume Útil do Cesto = 0,40 x 0,40 x (0,50-0,20) = 0, 048 m³ = 48 l

A bomba a ser utilizada é do tipo triturador, por isso adotar-se-á uma malha de 25 mm o que implica em uma taxa de retenção de sólidos de 0,023 l/m³, segundo Schroepfer.

Logo:

- Material Retido no Cesto

$$Q_{\min} (\text{Início de plano} - 2.008) = 1,40 \text{ l/s} \rightarrow V_r = 1,40 \times 86,4 \times 0,023 = 2,78 \text{ l/dia}$$

$$Q_{\max} (\text{Final de plano} - 2.028) = 3,89 \text{ l/s} \rightarrow V_r = 3,89 \times 86,4 \times 0,023 = 7,73 \text{ l/dia}$$

- Limite Máximo para a Limpeza do Cesto:

$$\text{Para } Q_{\min} (\text{Início de plano}) = \frac{48 \text{ l}}{2,78 \text{ l/dia}} = 17 \text{ dias}$$

$$\text{Para } Q_{\max} (\text{Final de plano}) = \frac{48 \text{ l}}{7,73 \text{ l/dia}} = 6 \text{ dias}$$

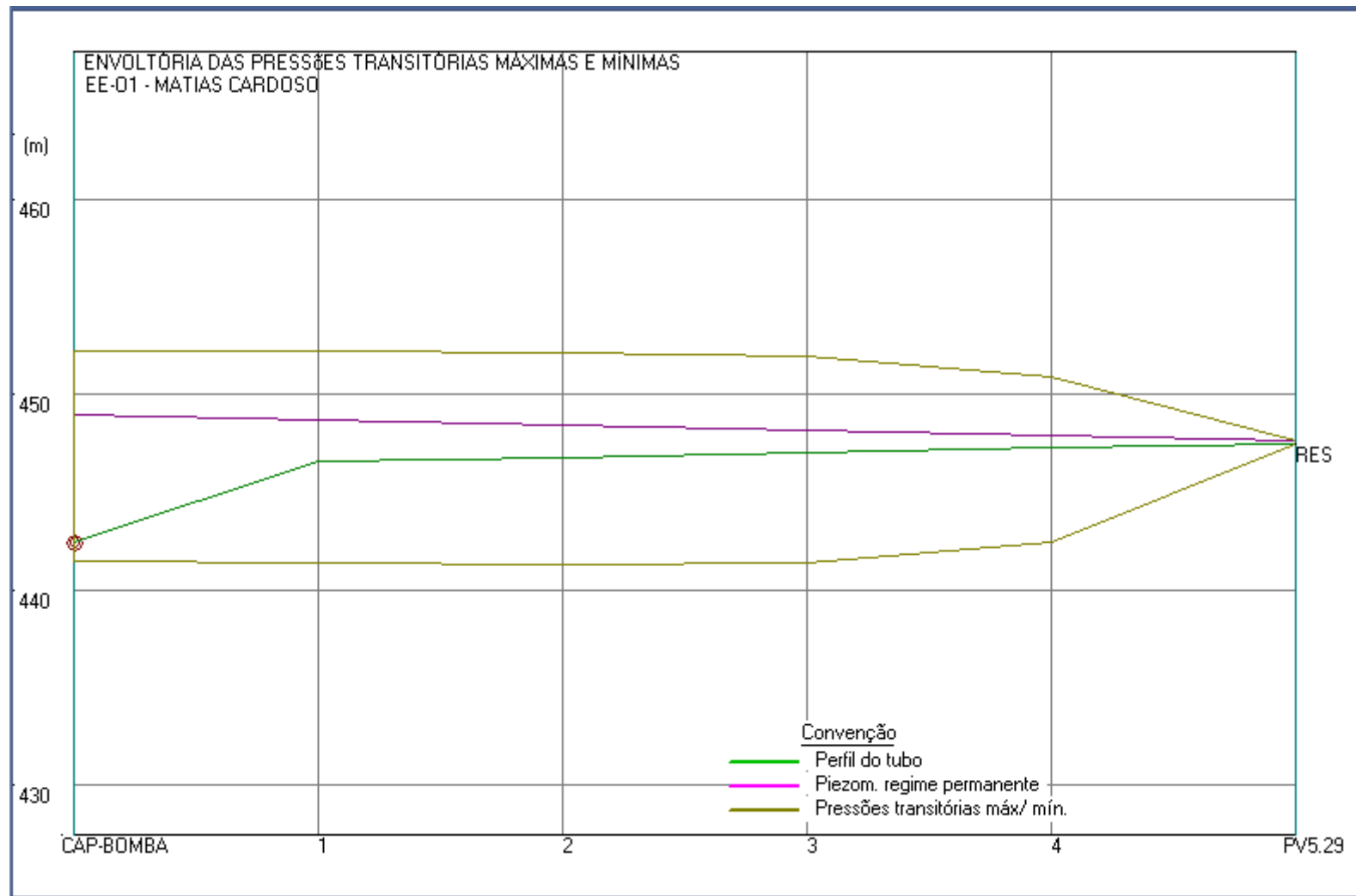
Estudo de Transiente Hidráulico – Golpe de Aríete

A verificação do recalque quanto ao transiente hidráulico foi realizada segundo as premissas estabelecidas no Capítulo 4 através do programa informatizado “*Aríete 2000*”.

A planilha de dados de dimensionamento e o gráfico das pressões transitórias máximas e mínimas são apresentados a seguir.

INSERIR PLANILHA ARIETE

GRÁFICO 6.5.1 – TRANSIENTE HIDRÁULICO: GOLPE DE ARÍETE – LINHA DE RECALQUE EEB-01



Observa-se no gráfico e na planilha que a pressão máxima exercida na tubulação está dentro da recomendada pelo fabricante para tubulação de PVC. Ainda, em análise ao gráfico das pressões transitórias verificadas na tubulação não são prejudiciais, uma vez que não foi verificada a formação de cavidade.

Dimensionamento dos Blocos de Ancoragem

Mediante pressões na tubulação e relação das conexões ao longo da linha de recalque, será definido o empuxo que irá agir sobre o bloco de ancoragem. A partir desse será estabelecida a dimensão do bloco.

QUADRO 6.5.4 – DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE ANCORAGEM

Bloco nº	DN(m)	P (m.c.a)	Alfa (°)	E (Kg)	A (cm²)	Volume solicitado (m³)	Volume calculado (m³)	Dimensões do bloco de ancoragem (cm)			
								T	H	D	L
1	0,080	5,61	90	39,88	39,88	0,03	0,03	25	30	30	35
2	0,080	5,37	90	38,18	38,18	0,03	0,03	25	30	30	35
3	0,080	3,57	90	25,38	25,38	0,02	0,03	25	30	30	35

Os detalhes dos blocos de ancoragens estão apresentados no desenho que contém a EEB- 01.

6.5.2 – Estação Elevatória de Esgoto Bruto – EEB Final

A estação elevatória final será locada ao final do Interceptor Riacho dos Machados Margem Direita junto à área da ETE, e objetiva a concentração dos esgotos gerados em Riacho dos Machados e seu recalque para o tratamento preliminar na Estação de Tratamento de Esgotos.

Com as definições das elevações do sistema é possível definir então o desnível geométrico e, conseqüentemente, a altura manométrica para definição do conjunto moto-bomba.

- $Q_{\text{máx hor.}} - 2.028 = 12,33 \text{ l/s;}$
- $H_g = 455,400 \text{ (chegada no Trat. Preliminar)} - 443,650 \text{ (NE}_{\text{min}}) = 11,75 \text{ m}$
- $H_{\text{man}} = 18,98 \text{ m.c.a}$

- Cálculo do Diâmetro de Recalque

Verificando pelo critério econômico da fórmula de Bresse, o diâmetro de recalque será de:

$$D = K\sqrt{Q} = 1,00\sqrt{0,01233} = 0,111\text{ m} \Rightarrow 150\text{ mm}$$

- Verificação das Velocidades nas Tubulações de Sucção e Recalque

A partir da determinação do diâmetro de recalque será verificada a velocidade na tubulação.

O barrilete e a linha de recalque seguem os parâmetros empregados no Capítulo 4 e recomendações definidas pela NBR 12.208: 0,6 m/s a 3,0 m/s.

Logo:

$$\Rightarrow Q = 12,33\text{ l/s e } \phi 150\text{ mm} \Rightarrow 0,70\text{ m/s}$$

Os Quadros 6.5.5 e 6.5.6 apresentam o dimensionamento da EEB-Final conforme parâmetros definidos no Capítulo 4, bem como um gráfico demonstrando o ponto de operação definido pela curva da bomba e do sistema.

O Quadro 6.5.7 apresenta a estimativa do custo de energia no período de projeto.

O conjunto a ser empregado será do tipo submersível da marca ABS modelo AFP 1049 M 75 /4 com as seguintes características:

- Ponto de Operação: 12,33 l/s x 18,98 mca;
- Rendimento Hidráulico: 48,40 %;
- Potência do motor: 10,0 cv;
- Diâmetro do Rotor: 228 mm;
- Rotação: 1750 rpm;
- Tensão: 220 / 380 / 440 V.

A proposta do conjunto moto-bomba, a curva e o dimensional da bomba serão apresentados em anexo.

Apresenta-se no Volume 4 – Tomo 4.3, Folhas 28/47 a 30/47, as plantas, cortes e detalhes da EEB-Final projetada.

QUADRO 6.5.5 – DIMENSIONAMENTO DA EEB-FINAL

DESNÍVEL GEOMÉTRICO (m)		11,75			
VAZÃO		m³/h	l/s		
	Mínima (2008)	Qi-mín (2008)	14,72	4,09	
	Média (2008)	Qi-méd (2008)	21,56	5,99	
	Média (2028)	Qi-méd (2028)	28,19	7,83	
	Máxima Horária (2028)	Qf-máx (2028)	44,39	12,33	
COEFICIENTE DE RUGOSIDADE -C		FOFO /DEFOFO		110	120
COMPRIMENTO DO RECALQUE - L (m)		1311,00			
ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE - (m²/s)		9,81			
CÁLCULO DO DIÂMETRO ECONÔMICO DA TUBULAÇÃO DE RECALQUE					
PARA O VALOR DE K =		1,000			
DIÂMETRO ECONÔMICO (m)		D = K√Q (BRESSE)		0,111	
DIÂMETRO ADOTADO (m)		0,150			
CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL					
VELOCIDADE DE RECALQUE - (m/s)		DN 0,150		0,70	
PERDA DE CARGA LOCALIZADA (m)		0,15			
PERDA DE CARGA CONTÍNUA (m)		7,08			
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL(m)		18,98			
BOMBA SELECIONADA - INÍCIO DE PLANO					
FABRICANTE		ABS			
MODELO SUBMERSIVEL		AFP 1049 M75/4			
ROTOR (mm)		228			
ALTURA DE SUBMERGÊNCIA MÍNIMA DA BOMBA (m)		0,31			
POTÊNCIA (cv)		10,00			
PONTO	VAZÃO DA BOMBA ADOTADA (l/s)	12,33			
OPERAÇÃO	ALTURA MANOMÉTRICA DA BOMBA (mca)	18,98			
RENDIMENTO HIDRAÚLICO -n (%)		48,40			
POTÊNCIA CONJUNTO MOTO BOMBA - (Q x AMT / 75 x)					
ACRÉSCIMO PARA FOLGA DOS MOTORES ELÉTRICOS (%)		-			
POTENCIA CONJUNTO MOTO BOMBA - (cv)		6,45			
POTENCIA INSTALADA (cv)		10,00			
DADOS PARA O CÁLCULO DO POÇO DE SUCÇÃO					
TEMPO DE CICLO (min.)		10			
VAZÃO DA BOMBA (m³/min)		0,74			
NÚMERO DE BOMBAS EM OPERAÇÃO		1			
NÚMERO DE BOMBAS INSTALADA		2			
DIMENSIONAMENTO DO POÇO SUCÇÃO					
VOLUME ÚTIL MÍNIMO (m³)		ENTRE O NÍVEL MÁXIMO E MÍNIMO DE OPERAÇÃO		1,85	
ALTURA(m)	ENTRE OS NÍVEIS DE OPERAÇÃO		0,50		
	MÍNIMA ENTRE O FUNDO DO POÇO E O NÍVEL MÍNIMO DE OPERAÇÃO		0,35		
ÁREA MÍNIMA DO POÇO DE SUCÇÃO (m²)		3,70			

CONTINUAÇÃO QUADRO 6.5.5 – DIMENSIONAMENTO DA EEB-FINAL

DIMENSÕES ADOTADAS PARA O POÇO DE SUCÇÃO		
LARGURA (m)		2,60
COMPRIMENTO (m)		2,60
ÁREA ADOTADA		6,76
ALTURA (m)	ENTRE OS NÍVEIS DE OPERAÇÃO	0,50
	MÉDIA - (ENTRE O FUNDO DO POÇO E O PONTO MÉDIO DO NÍVEL DE OPERAÇÃO)	0,60
VOLUME ÚTIL	ENTRE OS NÍVEIS MÁXIMO E MINÍMO DE OPERAÇÃO (m³)- ENCHIMENTO	3,17
VOLUME EFETIVO (m³)		4,06

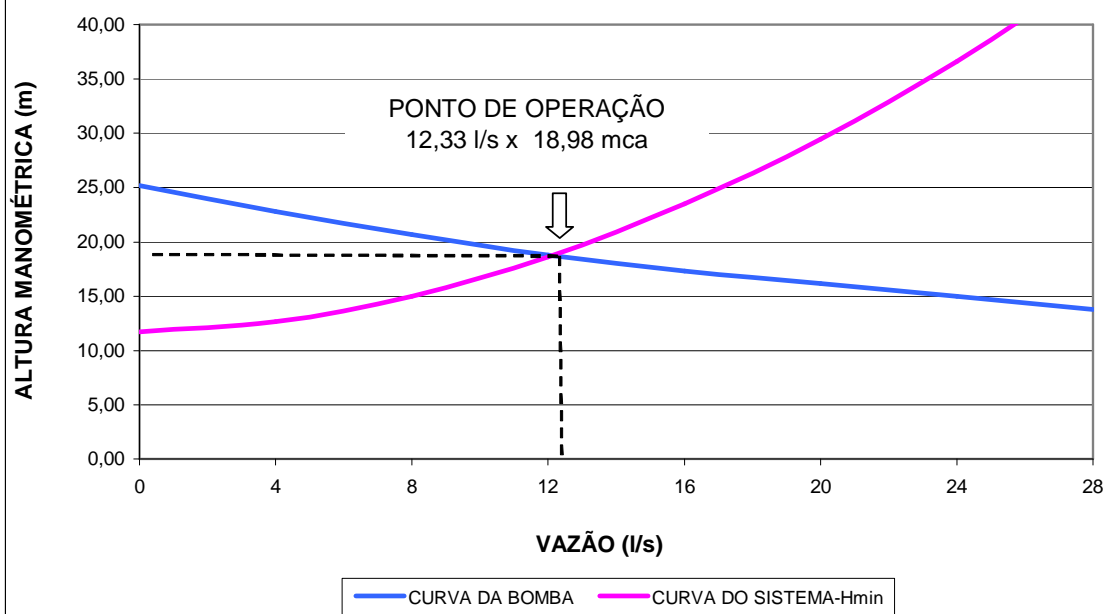
PERÍODO DE TRABALHO DOS CONJUNTOS MOTOBOMBAS

VAZÕES		TEMPO DE SUBIDA (min)	TEMPO DE DESCIDA (min)	CICLO (min)	PARTIDA/HORA (un)	TEMPO DE DETENÇÃO (min)
l/s	(m³/min)					
Qi-mín (2008)	0,25	12,68	6,47	19,15	3,13	16,22
Qi-méd (2008)	0,36	8,81	8,35	17,15	3,50	11,27
Qi-méd (2028)	0,47	6,74	11,75	18,49	3,24	8,63
Qf-máx (2028)	0,70	4,53	79,65	84,18	0,71	5,79

CURVA DO SISTEMA

Vazão		D. GEOMÉTRICO	H _{fl}	H _{fc}	AMT(NE-mín.)	AMT(NE-máx.)
l/s	(m³/h)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	0,00	11,75	0,00	0,00	11,75	11,25
4,00	14,40	11,75	0,01	0,88	12,64	12,14
8,00	28,80	11,75	0,07	3,18	15,00	14,50
12,00	43,20	11,75	0,14	6,74	18,63	18,13
16,00	57,60	11,75	0,25	11,48	23,49	22,99
20,00	72,00	11,75	0,40	17,34	29,49	28,99
24,00	86,40	11,75	0,57	24,30	36,62	36,12
28,00	100,80	11,75	0,78	32,32	44,85	44,35

CURVA DA BOMBA X CURVA DO SISTEMA



QUADRO 6.5.6 - PERDA DE CARGA – EEB - FINAL

TIPO	LOCAL	DIÂMETRO (m)	PEÇAS	QUANT.	COEFICIENTE "K"		VAZÃO (l/s)	VELOC. (m/s)	PERDAS DE CARGAS			DESNÍVEL GEOMÉTRICO	ALTURA MANOMÉTRICA
					UNIT.	TOTAL			LOC.(hfl)	CONT.(hfc)	TOTAL		
									(m)	(m)	(m)		
LOCALIZADA	BARRILETE	0,150	CURVA 90	1	0,40	0,40	12,33	0,70	0,11	-	0,11	-	-
			CURVA 45	1	0,20	0,20							
			REDUÇÃO 150x80	1	0,30	0,30							
			VÁLVULA RETENÇÃO	1	2,50	2,50							
			REG. GAVETA ABERTO	1	0,20	0,20							
			JUNÇÃO	2	0,40	0,80							
	TOTAL			4,40									
	LINHA DE RECALQUE	0,150	CURVA 90	3	0,40	1,20			0,04		0,04		
			CURVA 45	1	0,20	0,20							
			CURVA 11	3	0,10	0,30							
			TOTAL			1,70							
CONT.	BARRILETE	0,150	TUBO (m)	5,00			-	0,02	0,02				
	RECALQUE	0,150	TUBULAÇÃO (m)	1311,00				7,06	7,06				
TOTAL									0,15	7,08	7,23	11,75	18,98

QUADRO 6.5.7 – ESTIMATIVA DO CUSTO DE ENERGIA

Ano		Nº de Horas de Operação	Potência Consumida	Consumo Anual de Energia	Despesa Anual com Consumo	Demanda	Despesa Anual c/ Demanda	Despesa Total	Despesa Total (valor presente)
Ordem	Ano								
		(h)	(kw)	(kw.h)	(R\$)	(kw)	(R\$)	(R\$)	(R\$)
1	2008	11,66	4,74	20.192,88	13.731,16	0,00	0,00	13.731,16	13.731,16
2	2009	11,84	4,74	20.503,02	13.942,06	0,00	0,00	13.942,06	12.560,41
3	2010	12,02	4,74	20.813,17	14.152,95	0,00	0,00	14.152,95	11.486,85
4	2011	12,20	4,74	21.123,31	14.363,85	0,00	0,00	14.363,85	10.502,72
5	2012	12,38	4,74	21.433,45	14.574,74	0,00	0,00	14.574,74	9.600,84
6	2013	12,55	4,74	21.743,59	14.785,64	0,00	0,00	14.785,64	8.774,56
7	2014	12,73	4,74	22.053,73	14.996,54	0,00	0,00	14.996,54	8.017,76
8	2015	12,91	4,74	22.363,87	15.207,43	0,00	0,00	15.207,43	7.324,79
9	2016	13,09	4,74	22.674,01	15.418,33	0,00	0,00	15.418,33	6.690,42
10	2017	13,27	4,74	22.984,15	15.629,22	0,00	0,00	15.629,22	6.109,85
11	2018	13,45	4,74	23.294,29	15.840,12	0,00	0,00	15.840,12	5.578,64
12	2019	13,63	4,74	23.604,44	16.051,02	0,00	0,00	16.051,02	5.092,72
13	2020	13,81	4,74	23.914,58	16.261,91	0,00	0,00	16.261,91	4.648,32
14	2021	13,99	4,74	24.224,72	16.472,81	0,00	0,00	16.472,81	4.241,98
15	2022	14,17	4,74	24.534,86	16.683,70	0,00	0,00	16.683,70	3.870,53
16	2023	14,35	4,74	24.845,00	16.894,60	0,00	0,00	16.894,60	3.531,04
17	2024	14,52	4,74	25.155,14	17.105,50	0,00	0,00	17.105,50	3.220,83
18	2025	14,70	4,74	25.465,28	17.316,39	0,00	0,00	17.316,39	2.937,42
19	2026	14,88	4,74	25.775,42	17.527,29	0,00	0,00	17.527,29	2.678,56
20	2027	15,06	4,74	26.085,56	17.738,18	0,00	0,00	17.738,18	2.442,15
21	2028	15,24	4,74	26.395,70	17.949,08	0,00	0,00	17.949,08	2.226,29
								TOTAL	135.267,86

Vazão da Bomba:

12,33 (l/s)

44,39 (m³/h)

Potência consumida

4,74 kW

Tarifa de Energia Elétrica:

Consumo (R\$/kwh)

0,68 (Setembro/07)

Dimensionamento do Cesto Coletor

A seguir são apresentados os dados para dimensionamento do cesto coletor a ser instalado na entrada do esgoto na elevatória, a fim de retirar sólidos mais grosseiros que poderiam vir a prejudicar o bom funcionamento do conjunto moto-bomba.

- Dimensões do Cesto: 0,50 m x 0,60 m x 0,60 m
- Peso específico do aço = 7800 kg/m³
- Peso da tela galvanizada = 0,101 kg/m
- Volume Útil do Cesto = 0,50 x 0,60 x (0,60-0,25) = 0, 0105 m³ = 105 l

A bomba a ser utilizada admite passagem de sólidos máxima de 80 mm, adotar-se-á uma malha de 40 mm o que implica em uma taxa de retenção de sólidos de 0,009 l/m³, segundo Schroepfer.

Logo:

- Material Retido no Cesto

$$Q_{\min} (\text{Início de plano} - 2.008) = 4,09 \text{ l/s} \rightarrow V_r = 4,09 \times 86,4 \times 0,009 = 3,18 \text{ l/dia}$$

$$Q_{\max} (\text{Final de plano} - 2.028) = 12,33 \text{ l/s} \rightarrow V_r = 12,33 \times 86,4 \times 0,009 = 9,59 \text{ l/dia}$$

- Limite Máximo para a Limpeza do Cesto:

$$\text{Para } Q_{\min} (\text{Início de plano}) = \frac{105 \text{ l}}{3,18 \text{ l/dia}} = 33 \text{ dias}$$

$$\text{Para } Q_{\max} (\text{Final de plano}) = \frac{105 \text{ l}}{9,59 \text{ l/dia}} = 11 \text{ dias}$$

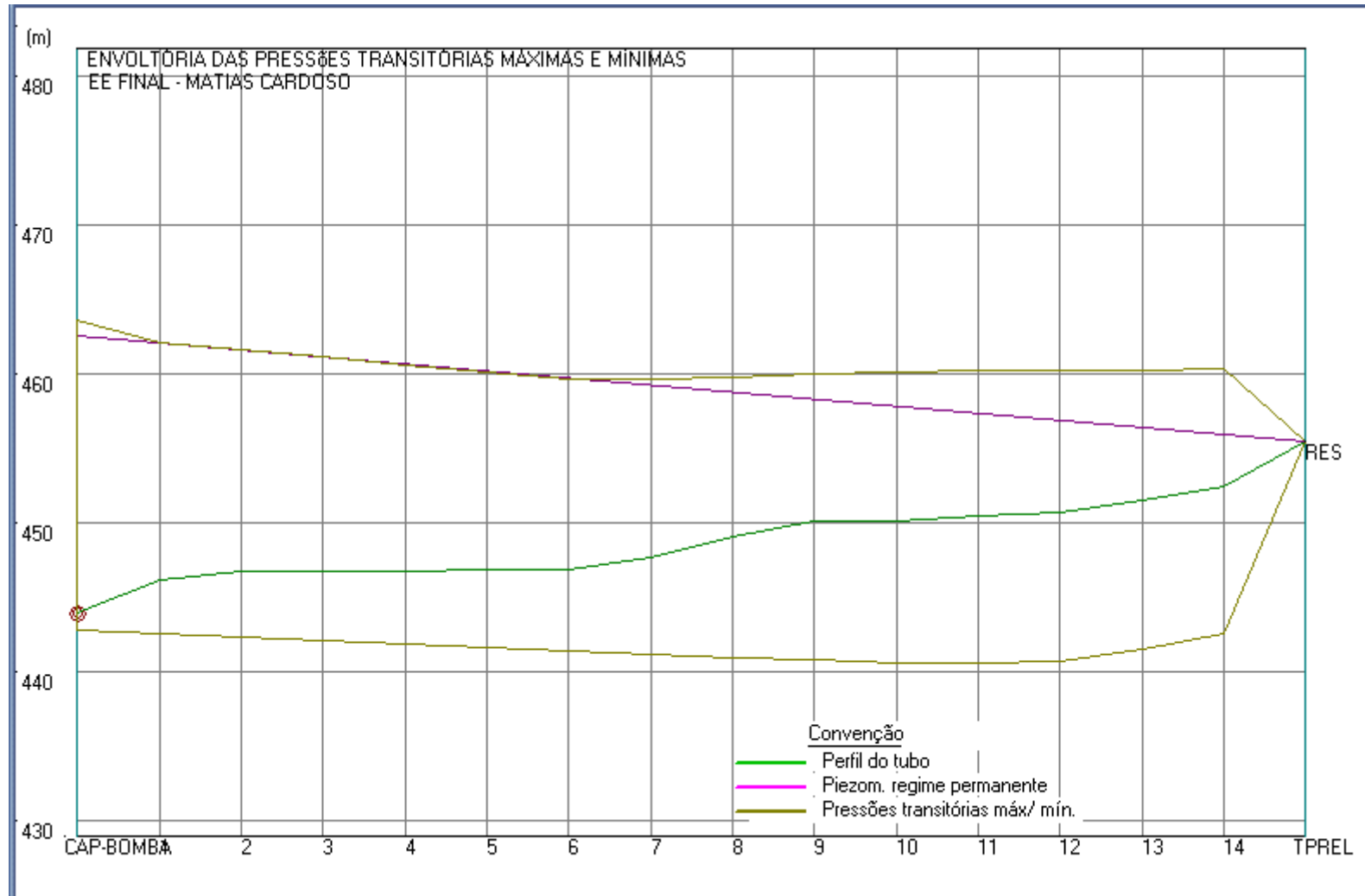
Estudo de Transiente Hidráulico – Golpe de Aríete

A verificação do recalque quanto ao transiente hidráulico foi realizada segundo as premissas estabelecidas no Capítulo 4 através do programa informatizado “Aríete 2000”.

A planilha de dados de dimensionamento e o gráfico das pressões transitórias máximas e mínimas são apresentados a seguir.

INSERIR PLANILHA ARIETE

GRÁFICO 6.5.2 – TRANSIENTE HIDRÁULICO: GOLPE DE ARÍETE – LINHA DE RECALQUE EEB-FINAL



Observa-se no gráfico e na planilha que a pressão máxima exercida na tubulação está dentro da recomendada pelo fabricante para tubulação de PVC. Ainda, em análise ao gráfico, as pressões transitórias verificadas na tubulação não são prejudiciais, uma vez que não foi verificada a formação de cavidade.

Dimensionamento dos Blocos de Ancoragem

Mediante pressões na tubulação e relação das conexões ao longo da linha de recalque, será definido o empuxo que irá agir sobre o bloco de ancoragem. A partir desse será estabelecida a dimensão do bloco.

QUADRO 6.5.8 – DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE ANCORAGEM

Bloco nº	DN(m)	P (m.c.a)	Alfa (°)	E (Kg)	A (cm²)	Volume solicitado (m³)	Volume calculado (m³)	Dimensões do bloco de ancoragem (cm)			
								T	H	D	L
1	0,150	15,95	90	398,63	398,63	0,33	0,34	65	70	70	75
2	0,150	14,64	45	198,02	198,02	0,17	0,17	50	55	55	60
3	0,150	10,79	11	36,55	36,55	0,03	0,03	25	30	30	35
4	0,150	9,54	90	238,43	238,43	0,20	0,22	55	60	60	65
3	0,150	7,97	90	199,19	199,19	0,17	0,17	50	55	55	60

O detalhe do bloco de ancoragem está apresentado no desenho que contém a EEB- Final.

6.6 – Estação de Tratamento de Esgotos

Segundo o Estudo de Reconhecimento do sistema de esgoto sanitário da sede urbana de Matias Cardoso, a cidade não possui Estação de Tratamento de Esgotos sendo que a população utiliza-se de fossas sépticas para a disposição das águas servidas nas residências. A prefeitura administra o sistema de esgoto e não possui nenhum serviço específico de manutenção para limpeza das fossas.

Sendo assim, propõe-se para o SES de Matias Cardoso 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.

Para Matias Cardoso a opção centralizada de tratamento configura-se como a melhor opção, pois a topografia local possibilita a concentração de todo o esgoto recolhido em um único ponto.

A área escolhida para implantação da ETE localiza-se a jusante do centro urbano, à margem direita da rodovia MG-401, saída para Manga, em cota não inundável.

A área onde será implantada a ETE é propriedade particular e será responsabilidade da Prefeitura providenciar sua aquisição. As Fotos 6.6.1 a 6.6.3 apresentam a área da ETE e sua localização.

Para o conhecimento da área foram executados furos de sondagem à percussão que indicaram a existência de camada superficial formada por areia fina argilosa com aproximadamente um metro de espessura. As camadas inferiores são formadas por silte muito arenoso e/ou argila muito arenosa, e pedregulho arenoso impenetrável à percussão à profundidade variável de 3 a 5 metros. O nível d'água foi encontrado seco à época da realização das sondagens.

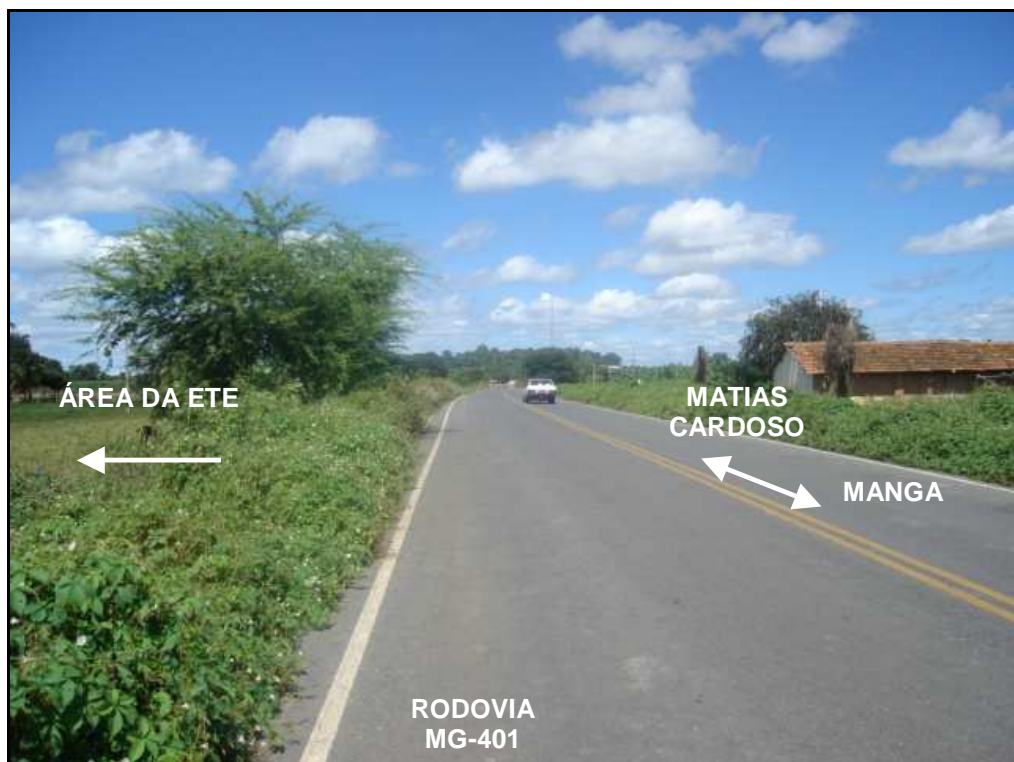
FOTO 6.6.1 – ÁREA DA ETE AO FUNDO DO TERRENO



FOTO 6.6.2 – VISTA DA ÁREA DA ETE



FOTO 6.6.3 – VISTA DA ÁREA DA ETE – A PARTIR DA BR 401



Mediante *Estudo de Concepção e Viabilidade - Volume 2* deste trabalho, foram estudadas alternativas de tratamento que melhor se adequaram à área disponível, ao corpo receptor do efluente tratado, no caso o Rio São Francisco, e às características do esgoto gerado em Matias Cardoso.

Para a escolha das alternativas de processo de tratamento de esgotos da sede urbana de Matias Cardoso priorizou-se opções com processos não mecanizados, com baixo consumo energético e facilidade de operação. Além disso, a possibilidade de utilização do Rio São Francisco como corpo receptor do sistema de tratamento direcionou a escolha por processos de tratamentos simples, com eficiências moderadas e sem prejuízos ao atendimento dos padrões ambientais, em consequência da grande vazão do rio e capacidade de diluição das cargas poluidoras.

As alternativas de tratamento propostas foram:

- Alternativa I: Reator UASB;
- Alternativa II: Lagoa Facultativa;
- Alternativa III: Sistema Australiano: Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa.

Realizado o pré-dimensionamento das unidades de tratamento e a estimativa de custos das alternativas, verificou-se que o processo de tratamento por Sistema Australiano (Alternativa III) seria o de menor custo de investimento à implantação da estação de tratamento de esgotos. Foram observadas pequenas diferenças entre os custos das alternativas, ficando a escolha do processo de tratamento fundamentada em critérios técnico-operacionais e econômicos.

Dessa forma, recomenda-se a escolha da **Alternativa III - Sistema Australiano** - por corresponder à alternativa de menor custo e grande simplicidade na operação.

O Sistema Australiano é uma forma simples de tratamento de esgotos com grande facilidade operacional, sem necessidade de equipamentos mecânicos e consumo energético praticamente nulo. O sistema é composto por lagoas facultativas precedidas de lagoas anaeróbias, o que confere uma economia significativa de área. A construção, operação e manutenção das lagoas são bastante simples, e não requer mão de obra especializada. As lagoas são muito indicadas para a região que apresenta clima favorável, com temperaturas elevadas.

A alternativa de tratamento escolhida atende aos níveis de tratamento exigidos pela legislação vigente, conforme Estudo de Autodepuração para lançamento no Rio São Francisco apresentado no *Estudo de Concepção e Viabilidade - Volume 2*.

A Estação de Tratamento de Esgotos da sede urbana de Matias Cardoso, denominada ETE - Matias Cardoso, será constituída de Tratamento Preliminar, Lagoas Anaeróbias e Lagoas Facultativas, sendo o efluente final lançado no Rio São Francisco. Além das unidades de tratamento, farão parte da ETE o aterro controlado e as lagoas de lodo, a serem construídos ao longo do horizonte de projeto conforme necessidade observada durante a operação da estação de tratamento.

Apresenta-se, a seguir, o dimensionamento das seguintes unidades operacionais da ETE - Matias Cardoso:

- Tratamento Preliminar: Gradeamento, Caixa de Areia com limpeza manual e medidor Parshall;
- Lagoas Anaeróbias;
- Lagoas Facultativas.

É importante salientar que a configuração final do *layout* da ETE - Matias Cardoso foi realizada a partir do estudo de um elenco de alternativas onde foram consideradas todas as condicionantes hidráulicas, geotécnicas, ambientais, de terraplenagem e da própria drenagem pluvial da área escolhida. A associação de todas as condicionantes embasou o detalhamento final do projeto inclusive com a apresentação individual de cada um destes projetos.

O Quadro 6.6.1 apresenta as vazões e populações utilizadas no dimensionamento das unidades do tratamento de esgoto para início e final de alcance de projeto.

6.6.1 – VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO DA ETE-MATIAS CARDOSO

ANO	POPULAÇÃO ATENDIDA (hab)	VAZÕES TOTAIS (l/s)			
		TIPO	l/s	m ³ /h	m ³ /dia
2.008	3.972	Q _{mín}	4,09	14,74	353,71
		Q _{média}	5,99	21,56	517,34
		Q _{máx.hor}	9,02	32,46	779,15
2.028	5.899	Q _{mín}	5,01	18,05	433,11
		Q _{média}	7,83	28,17	676,14
		Q _{máx.hor}	12,33	44,37	1.064,98

Apresenta-se no Volume 4 – Tomo 4.4, Folhas 31/47 a 47/47, as plantas, perfis e detalhes das unidades constituintes da estação de tratamento projetada.

6.6.1 – Tratamento Preliminar

O Tratamento Preliminar é projetado para a vazão de recalque da elevatória final de Matias Cardoso de 12,33 l/s, correspondente a vazão máxima horária de final de plano de projeto.

6.6.1.1 – Caixa de Amortização

A caixa de amortização do fluxo proveniente da elevatória é dimensionada para evitar oscilações bruscas de velocidades no canal condutor da caixa de areia. O tempo de retenção hidráulica máximo para evitar deposição e, conseqüentemente, degradação do material orgânico particulado é $TRH \leq 3,0\text{min}$.

Adotando-se o volume da caixa de 0,263 m³, com as dimensões de 0,50 m x 0,50 m e h=1,05 m, têm-se o seguinte tempo de retenção hidráulica TRH.

$$TRH = \frac{Vol (m^3)}{Q (m^3/s)}$$

$$- Q_{bomba} = 0,01233 m^3/s \rightarrow TRH = 21,29 \text{ seg.} \cong 0,35 \text{ min.}$$

6.6.1.2 – Calha Parshall

Será projetada uma Calha Parshall para medir a vazão de entrada na ETE.

Na calha Parshall não será necessária a determinação do ressalto à montante da calha (Z) com o objetivo de manter a velocidade constante na caixa de areia tendo em vista que a vazão afluente ao tratamento preliminar é inteiramente proveniente da estação elevatória de esgoto final, por conseguinte uma vazão constante.

Altura da Lâmina à montante do Parshall

Considerando uma Calha Parshall de 3" (W = 7,6 cm) onde a vazão de dimensionamento corresponde a uma faixa de 0,85 a 53,80 l/s, $k = 0,176 \text{ m}$ e $n = 1,547$, sendo a largura do canal igual a 0,30 m, pode-se calcular a altura da lâmina utilizando a seguinte equação:

$$Q = kH^n$$

$$Q = 0,176H^{1,547} \Rightarrow H = \left(\frac{Q}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}}$$

Onde

$$- Q_{\text{bomba}} = 0,01245 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow H_{\text{máx.}} = 0,179 \text{ m.}$$

Cálculo da Velocidade à Montante da Calha Parshall

Adotando-se a largura do canal igual a 0,30 m, valor mínimo que permite a limpeza, tem-se:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{h \times L} \Rightarrow V_{\text{máx}} = \frac{0,01245}{0,18 \times 0,300} = 0,23 \text{ m/s}$$

O valor de velocidade encontrado é inferior ao recomendado para canal, $0,60 \text{ m/s} < v < 1,0 \text{ m/s}$. Neste caso, utilizar-se-á do recurso de degrau para permitir que o canal tenha velocidade mínima de 0,60 m/s.

Logo, para velocidade de 0,60 m/s tem-se:

$$- Q_{\text{bomba}} \rightarrow h = \frac{0,01245}{0,60 \times 0,30} = 0,0691 \text{ m}$$

Então, o degrau será:

$$- Q_{\text{bomba}} \rightarrow H = 0,179 - 0,069 = 0,11 \text{ m}$$

Será adotado um degrau de 11 cm, sendo a lâmina à montante da Calha Parshall igual a 7 cm, para que a velocidade do canal seja de 0,59 m/s, aproximadamente igual ao mínimo de 0,60 m/s.

Cotas do NE à Montante da Calha Parshall

A cota altimétrica do nível do esgoto (NE) à montante da Calha Parshall será:

$$NE = 456,200 + 0,07 = 456,270 \text{ m.}$$

Altura Lâmina no Canal (H_3) a Jusante da Calha Parshall

$$H_3 = H_{\text{máx}} - hf$$

Sendo:

- $H_{\text{máx}} \Rightarrow$ Altura de lâmina à montante da calha = 0,179 m;
- $hf \Rightarrow$ Perda de carga que ocorre a jusante da calha (Azevedo - 8ª Edição) = 0,068 m.

$$\text{Logo: } H_3 = 0,179 - 0,068 \Rightarrow H_3 = 0,111 \text{ m}$$

Cálculo da Velocidade a Jusante da Calha Parshall

$$\text{Tem-se: } V = \frac{Q}{H_3 \times L} \Rightarrow V = \frac{0,01233}{0,111 \times 0,300} = 0,37 \text{ m}$$

Cotas do NE a Jusante da Calha Parshall

A cota altimétrica do nível do esgoto (NE) a jusante da Calha Parshall será:

$$NE = 456,090 + 0,111 = 456,201 \text{ m}$$

6.6.1.3 – Caixa de Areia - Limpeza Manual

A caixa de areia adotada será do tipo convencional, funcionando por gravidade de acordo com a lei de Stokes.

Sendo a vazão de dimensionamento do tratamento preliminar ($Q_{\text{bomba}} = 12,33 \text{ l/s}$) menor que 250 l/s, a limpeza será manual por recomendação da NBR-12.209.

O tamanho das partículas que se deseja sedimentar ($\geq 0,2$ mm) possui velocidade de sedimentação em torno de 2 cm/s.

- $V_1 \Rightarrow$ Velocidade do fluxo = 30 cm/s;
- $V_2 \Rightarrow$ Velocidade de sedimentação = 2 cm/s;
- $L \Rightarrow$ Comprimento da caixa;
- $H \Rightarrow$ Altura de esgoto na caixa.

Como $t_1 = t_2$, para a partícula percorrer H e L, tem-se:

$$V_1 H = L V_2 \Rightarrow 30 \text{ cm/s} \times H = L \times 2 \text{ cm/s}$$

$$\Rightarrow L = \frac{30}{2} H \Rightarrow L = 15 H$$

Adotando-se o coeficiente de segurança de 50%, tem-se $L = 22,5 H$.

Parâmetros de Projeto da Caixa de Areia por Gravidade

- Velocidade ideal = 0,30 m/s;
- Velocidade $\leq 0,15$ m/s \Rightarrow Depósito de matéria orgânica e maus odores;
- Velocidade $\geq 0,40$ m/s \Rightarrow Arraste de areia com granulometria maior do que aquela que se deseja.

Determinação das Dimensões da Caixa

Verificação da velocidade para uma caixa de areia com 0,30 m de largura, uma lâmina de 0,07 m e um degrau de 0,20 m para depósito.

$$A = (0,07 + 0,200) \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \rightarrow A = 0,081 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} \Rightarrow V = \frac{0,01233 \text{ m}^3/\text{s}}{0,081 \text{ m}^2} = 0,15 \text{ m/s (caixa s/ areia)}$$

A velocidade encontra-se dentro do intervalo que se deseja.

- Comprimento

$$L = \frac{0,15 \text{ m/s}}{0,02 \text{ m/s}} \times (0,07 \text{ m} + 0,200 \text{ m}) \times 1,5 = 3,08 \text{ m}$$

O comprimento adotado será de 3,0 m para atender a taxa de aplicação.

- Verificação da taxa de aplicação

$$Q_{\text{máx}} \Rightarrow T = \frac{(12,33 \times 86,4) \text{ m}^3/\text{d}}{0,30 \times 3,0} = 1.184 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{dia})$$

A taxa se enquadra dentro da faixa de valores padronizados pela Norma NBR-12209, que é de 600 a 1.300 m³/(m² x dia).

Determinação do Acúmulo de Areia

A quantidade de areia acumulada é função da pavimentação das bacias contribuintes, tipo de solo e fatores sociais da população. O valor de areia acumulado, adotado neste projeto é de 0,030 l/m³, utilizando-se a vazão média de início e final de plano para efeito de cálculo.

- $Q_{\text{méd}} - 2.008 \rightarrow V_i = 0,00599 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,030 \text{ l/m}^3 \times 86.400 \text{ s/d} = 15,53 \text{ l/dia}$
- $Q_{\text{méd}} - 2.028 \rightarrow V_f = 0,00783 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,030 \text{ l/m}^3 \times 86.400 \text{ s/d} = 20,30 \text{ l/dia}$
- Cálculo da altura da areia acumulada

Área da caixa de areia $\Rightarrow 0,30 \times 3,0 \text{ m} = 0,90 \text{ m}^2$

- $H_i - 2008 = V_i (\text{m}^3/\text{dia}) / A (\text{m}^2) \rightarrow 0,01553 \text{ m}^3/\text{dia} / 0,90 \text{ m}^2 = 0,0173 \text{ m/dia};$
- $H_f - 2028 = V_f (\text{m}^3/\text{dia}) / A (\text{m}^2) \rightarrow 0,02030 \text{ m}^3/\text{dia} / 0,90 \text{ m}^2 = 0,0226 \text{ m/dia}.$

Considerando o tempo médio para limpeza da caixa de areia de 5 (cinco) dias serão acumulados, aproximadamente, 11,3 cm de areia. No momento da limpeza a velocidade na caixa de areia é de 0,26 m/s.

Para a remoção da areia acumulada na caixa de limpeza manual serão utilizadas ferramentas manuais.

6.6.1.4 – Grade Fina

A grade fina terá funcionamento contínuo com limpeza manual e será instalada no canal de entrada com 0,30 m de largura.

- Características da grade
 - Espaçamento entre barras: 20 mm;
 - Espessura das barras: 10 mm (3/8");
 - Largura das barras: 50,80 mm (2");
 - Comprimento da grade: 880 mm;
 - Ângulo de instalação: 60°.

Área Útil da Seção do Canal no Local da Grade

$$A_u = S \times E$$

- $A_u \Rightarrow$ Área útil do canal na passagem da grade (m²);

- $S \Rightarrow$ Área da seção no local da grade (m²), sendo:

$S =$ Largura do canal x Lâmina a jusante da grade fina

$$S = 0,30 \text{ m} \times 0,07 \text{ m} = 0,021 \text{ m}^2$$

- $E \Rightarrow$ Eficiência da grade

$$E = \frac{a}{a + t} \left(\begin{array}{l} a = 20 \text{ mm - espaçamento} \\ t = 10 \text{ mm - espessura} \end{array} \right) \Rightarrow E = \frac{20}{20 + 10} \times 100\% = 66,67\%$$

Logo,

$$A_u = S \times E = 0,021 \times 0,6667 = 0,0139 \text{ m}^2$$

Velocidade da Grade (V_o)

$$V_o = \frac{Q}{A_u} = \frac{0,01233}{0,0139} = 0,89 \text{ m/s}$$

Velocidade à Montante da Grade (V)

$$V = V_o \times E = 0,89 \text{ m/s} \times 0,6667 = 0,59 \text{ m/s}$$

Perda de Carga na Grade Limpa e 50% Obstruída

Pela fórmula de Metcalf-Eddy, tem-se para grade limpa:

$$h_f = 1,43 \times \frac{V_o^2 - V^2}{2g}$$

- $h_f \Rightarrow$ Perda de carga (m);
- $V_o \Rightarrow$ Velocidade na grade (m/s);
- $V \Rightarrow$ Velocidade na seção logo à montante da grade (m/s);
- $g \Rightarrow$ Aceleração da gravidade (m/s²)

$$h_f = 1,43 \times \frac{0,89^2 - 0,59^2}{2 \times 9,81} = 0,030 \text{ m} \Rightarrow h_f = 3,0 \text{ cm}$$

Já para a grade 50% obstruída:

$$h_f = 1,43 \times \frac{V_o'^2 - V'^2}{2g}$$

Onde:

$$V_o' = 2V_o = 1,78 \text{ m/s}$$

$$V' = 2V = 1,18 \text{ m/s}$$

$$h_f = 1,43 \times \frac{1,78^2 - 1,18^2}{2 \times 9,81} = 0,130 \text{ m} \Rightarrow 13 \text{ cm}$$

Altura da Lâmina de Esgoto no Canal à Montante da Grade Fina

$\Rightarrow h$ = altura da lâmina a jusante da grade + perda de carga na grade

- Para grade limpa:

$$h = 0,07 \text{ m} + 0,03 \text{ m} = 0,10 \text{ m}$$

- Cota do NE: $456,200 \text{ m} + 0,10 = 456,300 \text{ m}$

- Para grade 50% obstruída:

$$h = 0,07 \text{ m} + 0,13 \text{ m} = 0,20 \text{ m}$$

- Cotas dos NE: $456,200 \text{ m} + 0,20 \text{ m} = 456,400 \text{ m}$

Volume do Material Gradeado

O volume de sólidos em suspensão no esgoto afluente a ser removido pelo gradeamento é calculado conforme os dados apresentados por Schroepfer, que mostram a variação da quantidade de material retido em relação às aberturas das grades. Para o cálculo do material retido foram utilizadas as vazões médias de início e final de plano.

ESPAÇAMENTO (cm)	TAXA DE MATERIAL RETIDO (l/m^3)
2,0	0,038

- Espaçamento entre as barras = 2,0 cm
 - Material retido = 0,038 l/m^3
- $Q_{\text{méd}} - 2008 \rightarrow 0,00599 \text{ m}^3/\text{s} \times 86.400 \times 0,038 \text{ l/m}^3 = 19,67 \text{ l/dia}$
- $Q_{\text{méd}} - 2028 \rightarrow 0,00783 \text{ m}^3/\text{s} \times 86.400 \times 0,038 \text{ l/m}^3 = 25,71 \text{ l/dia}$

6.6.2 – Sistema Australiano

O Sistema Australiano, como citado, é uma forma simples de tratamento de esgotos com grande facilidade operacional, sem necessidade de equipamentos mecânicos e consumo energético praticamente nulo.

O Sistema é composto de lagoas anaeróbias seguidas por lagoas facultativas. A construção, operação e manutenção das lagoas é simples e não requer mão de obra especializada. As lagoas são muito indicadas para as condições da região, devido, principalmente, ao clima favorável, com temperaturas elevadas.

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, descarte de lodo excedente, sobretudo nas lagoas anaeróbias, e destinação final dos resíduos.

A existência de uma etapa anaeróbia é fator de atenção no sistema, reforçando a necessidade dos cuidados operacionais para se evitar a formação de maus odores. Com o sistema bem dimensionado e bem cuidado previne-se a geração dos odores indesejados. É importante manter o afastamento das residências durante todo o horizonte de operação das lagoas para evitar inconvenientes à população caso eventuais problemas operacionais venham a ocorrer.

6.6.2.1 – Lagoas Anaeróbias

As vazões consideradas para o dimensionamento das Lagoas Anaeróbias são apresentadas no Quadro 6.6.1.

Estimativa da Carga Orgânica e Concentração de DBO Afluente

⇒ **Carga orgânica** = População Contribuinte x Carga de DBO *per capita*:

– Ano 2.008 (Início de plano)

$$L = 3.972 \text{ hab.} \times 0,045 \text{ kg DBO/hab.} \times \text{dia}$$

$$L = 178,74 \text{ kg DBO} \times \text{dia} = 2.068,75 \text{ mg/s}$$

– Ano 2.028 (Final de Plano)

$$L = 5.899 \text{ hab.} \times 0,045 \text{ kg DBO/hab.} \times \text{dia}$$

$$L = 265,46 \text{ kg DBO} \times \text{dia} = 3.072,40 \text{ mg/s}$$

$$\Rightarrow \text{Concentração de DBO afluente } (S_o) = \frac{\text{Carga Orgânica (mg/s)}}{Q_{\text{média}} \text{ (l/s)}}$$

– Ano 2.008 (Início de plano)

$$S_o = \frac{2.068,75 \text{ mg/s}}{5,99 \text{ l/s}} = 345 \text{ mg/l}$$

– Ano 2.028 (Final de Plano)

$$S_o = \frac{3.072,40 \text{ mg/s}}{7,83 \text{ l/s}} = 392 \text{ mg/l}$$

Volume Requerido

$$V = \frac{L}{L_v}$$

Onde:

- $V \Rightarrow$ Volume requerido para a lagoa (m^3);
- $L \Rightarrow$ Carga de DBO afluente ($kg\ DBO/d$);
- $L_v \Rightarrow$ Taxa de aplicação volumétrica ($0,10$ a $0,30\ kg\ DBO_5/m^3 \times dia$)
Adotado $0,20\ kg\ DBO_5/m^3 \times dia$.

Logo:

$$V = \frac{265,46 kg DBO/dia}{0,20\ kg DBO / (m^3 \times dia)} = 1.327,28\ m^3$$

Verificação do Tempo de Detenção

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

Onde:

- $t \Rightarrow$ Tempo de detenção (dia);
- $V \Rightarrow$ Volume requerido pela lagoa (m^3);
- $Q \Rightarrow$ Vazão média de esgoto (m^3/dia).

- Ano 2.008 (início de plano)

$$t = \frac{1.327,28\ m^3}{517,54\ m^3 \times dia} = 3\ dias$$

- Ano 2.028 (Final de Plano)

$$t = \frac{1.327,28\ m^3}{676,51\ m^3 \times dia} = 2\ dias$$

Para aumentar o tempo de retenção da biomassa e garantir um íntimo contato biomassa-esgoto, será feito uma distribuição do afluente pelo fundo da lagoa, em vários pontos, buscando aproximar a um reator anaeróbio de manta de lodo.

Determinação da Área Requerida

- Profundidade adotada: 4,50 m

$$\text{Área} = \frac{\text{Volume (m}^3\text{)}}{\text{Profundidade (m)}}$$

$$A = \frac{1.327,28 \text{ m}^3}{4,50 \text{ m}} \Rightarrow A = 294,95 \text{ m}^2$$

- Número de lagoas: 2 lagoas anaeróbias;
- Largura e Comprimento (meia profundidade): $\sqrt{294,95/2} = 12,14 \text{ m}$

Dimensões Adotadas

Logo:

- Lagoa quadrada de dimensões (14,00 x 14,00) m² a meia profundidade;
- Profundidade: 4,50 m;
- Área adotada: 196,00 m²;
- Volume resultante: 1.764,00m³;
- Tempo de detenção adotado (3 a 6 dias):
 - Ano 2.008: 3,4 dias;
 - Ano 2.028: 2,6 dias.
- Talude: 2:3

Cálculo da Carga Orgânica e Concentração de DBO Solúvel Efluente à Lagoa Anaeróbia

Considerando uma eficiência de E = 60% no tratamento, tem-se:

$$S = \left(1 - \frac{E}{100}\right) S_0$$

- **Carga:**

- Ano 2.008 (Início de plano):

$c \Rightarrow 71,50 \text{ kg DBO x dia} \Rightarrow 827,50 \text{ mg/s}$

- Ano 2.028 (Final de Plano):

$c \Rightarrow 106,18 \text{ kg DBO x dia} \Rightarrow 1.228,96 \text{ mg/s}$

- **Concentração:**

- Ano 2.008 (Início de plano):

$C \Rightarrow 138 \text{ mg/l}$

- Ano 2.028 (Final de Plano):

$C \Rightarrow 157 \text{ mg/l}$

Dimensionamento da Lagoa de Lodo

Para o cálculo do lodo acumulado no fundo da lagoa anaeróbia, adotou-se a taxa de acúmulo média de lodo de $0,015 \text{ m}^3/\text{hab. x ano}$.

No Quadro 6.6.2 está apresentada a produção de lodo acumulada em cada ano nas lagoas anaeróbias.

As lagoas devem ser limpas quando a camada de lodo atingir a metade da sua altura útil $h/2 = 2,25 \text{ m}$, o que corresponde a uma limpeza em torno do décimo ano de operação (2.019), aproximadamente. Podendo ser realizados até dois descartes durante o alcance de plano do projeto.

QUADRO 6.6.2 - PRODUÇÃO DE LODO NAS LAGOAS ANAERÓBIAS

ANO	POPULAÇÃO (hab.)	LODO (m³)		ALTURA DE LODO NA LAGOA (m)	
		ANUAL	ACUMULADO	ANUAL	ACUMULADO
2.008	3.972	59,57	59,57	0,152	0,152
2.009	4.130	61,96	121,53	0,158	0,310
2.010	4.296	64,44	185,97	0,164	0,474
2.011	4.382	65,72	251,69	0,168	0,642
2.012	4.469	67,04	318,73	0,171	0,813
2.013	4.559	68,38	387,11	0,174	0,988
2.014	4.650	69,75	456,85	0,178	1,165
2.015	4.743	71,14	527,99	0,181	1,347
2.016	4.838	72,56	600,56	0,185	1,532
2.017	4.934	74,02	674,57	0,189	1,721
2.018	5.033	75,50	750,07	0,193	1,913
2.019	5.134	77,01	827,08	0,196	2,110
2.020	5.236	78,55	905,62	0,200	2,310
2.021	5.315	79,72	985,35	0,203	2,514
2.022	5.395	80,92	1.066,27	0,206	2,720
2.023	5.476	82,13	1.148,40	0,210	2,930
2.024	5.558	83,37	1.231,77	0,213	3,142
2.025	5.641	84,62	1.316,38	0,216	3,358
2.026	5.726	85,89	1.402,27	0,219	3,577
2.027	5.812	87,17	1.489,44	0,222	3,800
2.028	5.899	88,48	1.577,92	0,226	4,025

Para acomodar o lodo descartado são previstas lagoas de lodo. Essas lagoas são dimensionadas com base no volume de lodo acumulado até o momento do descarte, Quadro 6.6.2. Para facilitar o descarte de lodo das lagoas anaeróbias, o lodo pode ser removido em descartes intermitentes de menor volume até ser retirado todo o volume desejado.

Logo, o volume de lodo que se deseja remover (827,08 m³ – Ano 2.019) será dividido em 4 descartes de 206,77 m³. Considerando a disposição do lodo em camadas de 30 centímetros, para facilitar sua desidratação, a área requerida deverá ser de 689,23 m².

O dimensionamento das lagoas de lodo é apresentado no Quadro 6.6.3.

QUADRO 6.6.3 - DISPOSIÇÃO DE LODO NAS LAGOAS DE LODO

DIMENSIONAMENTO		
PROFUNDIDADE DA LAGOA ANAERÓBIA	m	4,50
ALTURA PARA DESCARTE DO LODO	m	2,25
TAXA DE PRODUÇÃO DE LODO	m ³ /hab.ano	0,015
ANO PREVISTO PARA A RETIRADA DO LODO	-	2.019
ALTURA DE LODO PREVISTA	m	2,11
VOLUME DE LODO ACUMULADO - 2019	m ³	827,08
NÚMERO DE DESCARTES	UNID	4
VOLUME DE CADA DESCARTE	m ³	206,77
ESPESSURA DA CAMADA DE LODO DESCARTADO	m	0,30
ÁREA REQUERIDA	m ²	689,23
LARGURA / COMPRIMENTO - MEIA PROFUNDIDADE	m	26,25
LARGURA / COMPRIMENTO- ADOTADA	m	27,00
ÁREA ADOTADA	m ²	729,00

Recomenda-se, portanto, a utilização de uma lagoa de lodo com as seguintes dimensões a meia profundidade:

- Comprimento: 27 m;
- Largura: 27 m;
- Profundidade: 1,20 m.

O lodo da lagoa anaeróbia apresenta-se estabilizado. Quando já desidratado na lagoa de lodo receberá a camada de recobrimento de 30 cm de solo.

Este processo começará a partir do oitavo ano de operação da ETE e, a cada semestre, haverá um descarte até o décimo ano. Ao final do décimo ano a lagoa de lodo terá alcançado sua capacidade máxima e será fechada. Deverá então ser prevista outra lagoa no final dos próximos dez anos para novos descartes advindos da operação de limpeza das lagoas anaeróbias.

A real necessidade da remoção de lodo da lagoa anaeróbia deverá ser avaliada pelo responsável pela operação da ETE

6.6.2.2 – Lagoas Facultativas

As vazões consideradas para o dimensionamento das Lagoas Facultativas são apresentadas no Quadro 6.6.1.

Carga Afluyente à Lagoa Facultativa

A carga afluyente as Lagoas Facultativas refere-se à carga efluente as Lagoas Anaeróbias.

Determinação da Área Requerida

Adotando-se a taxa de aplicação superficial do igual a 240 kg DBO₅/(ha x dia), obtém-se a área requerida pela lagoa:

$$A = \frac{L}{L_s}$$

Onde:

- A ⇒ Área requerida para a lagoa (ha);
- L ⇒ Carga de DBO afluyente à lagoa (kgDBO₅ x dia);
- L_s ⇒ Taxa de aplicação superficial (kgDBO₅/ha x dia);

$$A = \frac{106,18 \text{ kgDBO}_5/\text{dia}}{240 \text{ kgDBO}_5/(\text{ha x dia})} = 0,44 \text{ ha} = 4.424,25 \text{ m}^2$$

- Profundidade adotada: 2,00 m
- Número de lagoas: 2 Lagoas Facultativas;
- Relação Comprimento / Largura: 2,50

Dimensões Adotadas

Logo:

- Lagoa retangular de dimensões (35,0 x 75,0) m² a meia profundidade;
- Profundidade: 2,00 m;
- Área resultante: 5.250,00 m²;
- Volume resultante: 10.500,00 m³;
- Relação Comprimento / Largura: 2,14
- Tempo de detenção adotado (15 a 45 dias):

- Ano 2.008: 20 dias;
 - Ano 2.028: 16 dias.
- Talude: 2:3

Cálculo da Carga Orgânica e Concentração de DBO Solúvel Efluente à Lagoa Facultativa

O regime hidráulico de uma lagoa de estabilização não segue exatamente os modelos ideais dos reatores de mistura completa ou fluxo de pistão, mas sim um modelo intermediário.

No cálculo da concentração de DBO_5 efluente será utilizado o regime hidráulico tipo mistura completa de maneira a manter uma margem de segurança, uma vez que esse regime é o que apresenta menor eficiência. Apesar de a célula possuir formas retangulares a mesma será admitida não predominantemente longitudinal.

$$S = \frac{S_o}{1 + K \times t}$$

Onde:

- $S \Rightarrow$ Concentração de DBO_5 solúvel efluente (mg/l);
- $S_o \Rightarrow$ Concentração de DBO_5 afluyente = Efluente da lagoa anaeróbia (mg/l);
- $K \Rightarrow$ Coeficiente de remoção de DBO (d^{-1})
- $t \Rightarrow$ Tempo de detenção total (dias).

Para o sistema de mistura completa o valor do coeficiente de remoção de DBO (K) varia de 0,30 a 0,35 d^{-1} . Neste caso será adotado $K_{20^\circ\text{C}} = 0,20 \text{ d}^{-1}$, uma vez que a lagoa facultativa receberá o efluente de uma lagoa anaeróbia, sendo a matéria orgânica no esgoto afluyente à lagoa facultativa de degradação mais difícil, implicando em taxas de degradação mais lentas.

Valor do K corrigido para $T = 24^\circ\text{C} \Rightarrow K_{24^\circ\text{C}} = K_{20} \times 1,05^{(24 - 20)} = 0,24 \text{ d}^{-1}$

- Ano 2.008 (Início de plano):

$$S = \frac{135 \text{ mg/l}}{1 + 0,24 \text{ d}^{-1} \times 22 \text{ dias}} = 23 \text{ mg/l}$$

– Ano 2.028 (Final de Plano):

$$S = \frac{155 \text{ mg/l}}{1 + 0,24 \text{ d}^{-1} \times 15 \text{ dias}} = 33 \text{ mg/l}$$

Admitindo-se uma concentração de Sólidos Suspensos (SS) efluente igual a 100 mg/l, e considerando-se que cada 1 mg SS/l implica numa DBO₅ em torno de 0,35 mg/l, tem-se:

$$\text{DBO}_5 \text{ PARTICULADA} = 0,35 \text{ mg DBO}_5/\text{mgSS} \times 100 \text{ mg DBO}_5/\text{l} = 35 \text{ mg DBO}_5/\text{l}$$

- $\text{DBO}_{\text{TOTAL}} \text{ efluente} = \text{DBO}_{\text{SOLÚVEL}} + \text{DBO}_{\text{PARTICULADA}}$

– Ano 2.008 (Início de plano):

$$\text{DBO}_5 \text{ TOTAL} = 23 \text{ mg DBO/l} + 35 \text{ mg DBO/l} = 58 \text{ mg DBO/l}$$

– Ano 2028 (Final de Plano):

$$\text{DBO}_5 \text{ TOTAL} = 33 \text{ mg DBO/l} + 35 \text{ mg DBO/l} = 68 \text{ mg DBO/l}$$

Cálculo da Eficiência na Remoção de DBO nas Lagoas Facultativas

$$E = \frac{S_o - S}{S_o} \times 100$$

– Ano 2.008 (Início de plano):

$$E = \frac{138 \text{ mg/l} - 58 \text{ mg/l}}{138 \text{ mg/l}} \times 100 = 58\%$$

– Ano 2.028 (Final de Plano):

$$E = \frac{157 \text{ mg/l} - 68 \text{ mg/l}}{157 \text{ mg/l}} \times 100 = 57\%$$

Cálculo da Eficiência na Remoção de DBO pelo Sistema Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa

$$E = \frac{S_o - S}{S_o} \times 100$$

- Ano 2.008 (Início de plano):

$$E = \frac{345 \text{ mg/l} - 58 \text{ mg/l}}{345 \text{ mg/l}} \times 100 = 83\%$$

- Ano 2.028 (Final de Plano):

$$E = \frac{392 \text{ mg/l} - 68 \text{ mg/l}}{392 \text{ mg/l}} \times 100 = 83\%$$

O dimensionamento das Lagoas Anaeróbias e Facultativas pode ser visto nos Quadros 6.6.4 e 6.6.5.

QUADRO 6.6.4 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS ANAERÓBIAS

DADOS DE ENTRADA			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.008	3.972	
	2.028	5.899	
VAZÃO MÉDIA		m³/dia	l/s
	2.008	517,54	5,99
	2.028	676,51	7,83
TEMPERATURA (°C)		24	
CARGA ORGÂNICA PER CAPITA (kg DBO / hab. x dia)		0,045	
TAXA DE APLICAÇÃO VOLUMÉTRICA (kg DBO ₅ / m³ x dia)		0,2	
PROFUNDIDADE ÚTIL ADOTADA PARA A LAGOA (m)		4,5	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,5	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA (%)		60	
PARÂMETROS AFLUENTE			
CARGA ORGÂNICA AFLUENTE		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	2068,75	178,74
	2.028	3072,40	265,46
CONCENTRAÇÃO DE DBO AFLUENTE (mg/l)	2.008	345	
	2.028	392	
DIMENSIONAMENTO			
VOLUME REQUERIDO PARA A LAGOA (m³)		1.327,28	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)	2.008	3	
	2.028	2	
ÁREA REQUERIDA (m²)		294,95	
NÚMERO DE LAGOAS		2	
LARGURA / COMPRIMENTO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		12,14	
LARGURA / COMPRIMENTO- ADOTADA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		14,00	
ÁREA ADOTADA (m²)		196,00	
VOLUME RESULTANTE (m³)		1764,00	
TEMPO DE DETENÇÃO ADOTADO (dia)	2.008	3,4	
	2.028	2,6	
TALUDE ADOTADO		VERTICAL	2
		HORIZONTAL	3
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	827,50	71,50
	2.028	1.228,96	106,18
CONCENTRAÇÃO DE DBO ₅ (mg/l)	2.008	138	
	2.028	157	

QUADRO 6.6.5 – DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS FACULTATIVAS

DADOS DE ENTRADA			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.008	3.972	
	2.028	5.899	
VAZÃO		m3/dia	l/s
	2.008,0	517,54	5,99
	2.028,0	676,51	7,83
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)		2,0	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,5	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)		60	
PARÂMETROS EFLUENTE DA LAGOA ANAERÓBIA / AFUENTE LAGOA FACULTATIVA			
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	827,50	71,50
	2.028	1228,96	106,18
CONCENTRAÇÃO DE DBO (mg/l)	2.008	138	
	2.028	157	
DIMENSIONAMENTO			
ÁREA REQUERIDA PARA A LAGOA (m²)		4424,25	
NÚMERO DE LAGOAS		2	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA		2,50	
LARGURA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		29,75	
COMPRIMENTO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		74,37	
LARGURA ADOTADA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		35,00	
COMPRIMENTO ADOTADO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		75,00	
ÁREA RESULTANTE (m²)		5250,00	
VOLUME RESULTANTE (m³)		10500,00	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA ADOTADO		2,14	
TEMPO DE DETENÇÃO ADOTADO (dia)	2.008	20	
	2.028	16	
TALUDE ADOTADO		VERTICAL	2
		HORIZONTAL	3
LARGURA DO FUNDO (m)		32,00	
LARGURA NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		38,00	
LARGURA NA CRISTA DO TALUDE (m)		39,50	
COMPRIMENTO DO FUNDO (m)		72,00	
COMPRIMENTO NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		78,00	
COMPRIMENTO NA CRISTA DO TALUDE (m)		79,50	
PARÂMETROS DO EFLUENTE			
Kt - CORREÇÃO DO COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D ⁻¹)		0,24	
CARGA ORGÂNICA		mg/s	kgDBO x dia
	2.008	349,15	30,17
	2.028	531,53	45,92
CONCENTRAÇÃO DE DBO ₅ (mg/l)		SOLÚVEL	TOTAL
	2.008	23	58
	2.028	33	68
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)	2.008	58	
	2.028	57	
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA O SISTEMA DE LAGOA ANAERÓBIA + LAGOA FACULTATIVA (%)	2.008	83	
	2.028	83	

6.6.3 – Emissário

O efluente das Lagoas Facultativas da ETE - Matias Cardoso será conduzido até o Rio São Francisco através de uma tubulação em PVC junta elástica diâmetro de 150 mm e extensão de 292 metros.

O processo de tratamento projetado proporcionará o lançamento de efluente em conformidade com os padrões ambientais, e não deverá provocar alterações na qualidade da água do corpo receptor, conforme verificado no estudo de autodepuração apresentado no *Estudo de Concepção e Viabilidade*.

Inserir planilha

6.6.4 – Aterro Controlado

A ETE - Matias Cardoso possui uma área destinada ao aterro controlado, de aproximadamente 1.175 m², onde são dispostos os subprodutos do tratamento. Para aterramento dos resíduos foram projetadas células lineares de 1,5 m de largura e profundidade de 1,90 m. A extensão total da célula é determinada pelo volume de resíduo a ser aterrado. As células serão abertas conforme a necessidade de aterramento do material proveniente da limpeza das unidades da ETE e elevatórias, verificada durante a operação do sistema.

Para a quantificação do volume a ser aterrado foram determinados os volumes de material retido nas elevatórias de esgoto bruto e no gradeamento e na caixa de areia do tratamento preliminar mediante crescimento das vazões ano a ano, determinando o material retido acumulado ao final de plano (2.028).

No Quadro 6.6.6 é apresentada a planilha quantitativa dos volumes retidos a serem aterrados ao final de plano.

QUADRO 6.6.6 – VOLUME DE MATERIAL A SER ATERRADO

MATERIAL RETIDO NO CESTO - ELEVATORIA FINAL	
VAZÃO MÍNIMA 2.008 (l/s)	4,09
VAZÃO MÁXIMA 2.028 (l/s)	12,33
VOLUME RETIDO NO GRADEAMENTO (l/m ³)	0,012
VOLUME DE MATERIAL RETIDO ACUMULADO - 2.028 (m ³)	57,81
MATERIAL RETIDO NO GRADEAMENTO FINO - TRATAMENTO PRELIMINAR	
VAZÃO MÉDIA 2.008 (l/s)	5,99
VAZÃO MÉDIA 2.028 (l/s)	7,83
ESPAÇAMENTO ENTRE AS BARRAS (cm)	2,0
TAXA DE MATERIAL RETIDO (l/m ³)	0,038
VOLUME DE MATERIAL RETIDO ACUMULADO - 2.028 (m ³)	175,59
MATERIAL RETIDO NA CAIXA DE AREIA - TRATAMENTO PRELIMINAR	
VAZÃO MÉDIA 2.008 (l/s)	5,99
VAZÃO MÉDIA 2.028 (l/s)	7,83
TAXA DE ACÚMULO DE AREIA (l/m ³)	0,030
VOLUME DE MATERIAL RETIDO ACUMULADO - 2.028 (m ³)	138,62
VOLUME TOTAL DE RESÍDUOS SÓLIDOS NO ATERRO (m³)	372,03

Conforme o Quadro 6.6.6, o volume total de material a ser aterrado na ETE - Matias Cardoso é de 372,03 m³. Considerando que 1 metro linear de vala comporta 1,35 m³ de resíduo aterrado, o comprimento total da vala requerido para disposição dos resíduos é de 276 metros. Portanto, foram dispostas 3 valas de aterro com 94 m de comprimento e 1,50 m de largura.

A base da vala para aterro será composta de camada impermeabilizante e da camada drenante. A camada impermeabilizante terá 10 cm de espessura, sendo composta por argila impermeabilizante. Após camada impermeabilizante será instalado dreno de fundo, em manilha perfurada DN 100, e cobertura de brita nº 2. A camada drenante terá 30 cm de espessura.

Realizada a base da vala para aterro, os resíduos poderão ser depositados em camadas de 30 cm de espessura alternando com a camada de solo de 20 cm para sobreposição do material aterrado.

Para efeito de orçamento foi considerada uma unidade de aterro, de seção de 1,5 x 1,90 m e comprimento de 94 m, volume de 126,90 m³ de material aterrado, correspondentes ao atendimento até o ano de 2015.

ANEXO

PROPOSTAS CONJUNTOS MOTO-BOMBA