



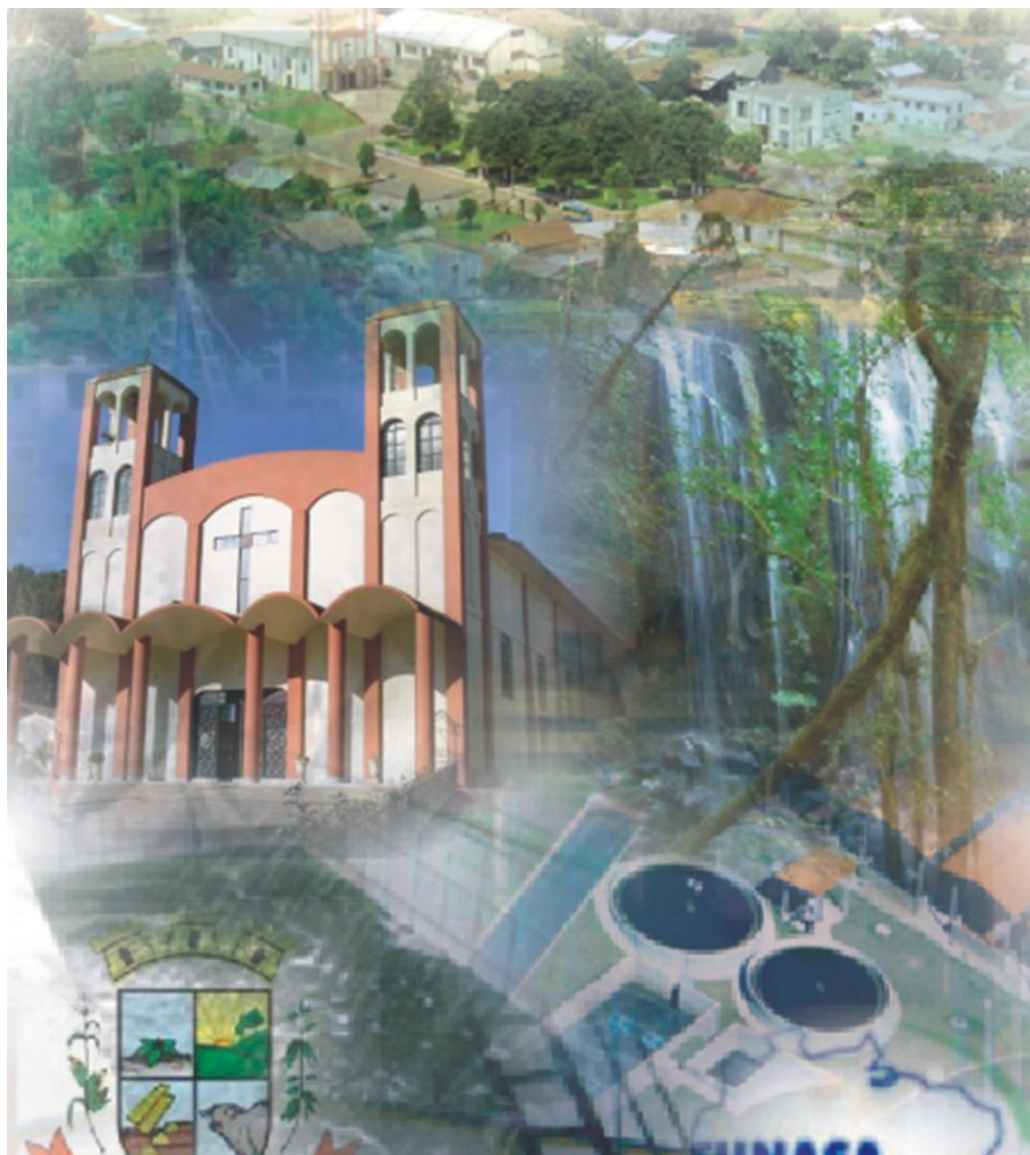
PROJETO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DA ÁREA URBANA DO MUNICÍPIO DE ABDON BATISTA

CONTRATANTE

REDE COLETORA DE ESGOTOS, ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTOS, LINHA DE
RECALQUE, ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS E EMISSÁRIO FINAL.

RELATÓRIO ÚNICO

MEMORIAL DE CÁLCULO E DESCRITIVO.



*Projetando Saúde e
Qualidade de Vida!*

CONSULTORA

MARÇO DE 2009

CÓD DO PROJETO / DEPTO

Pj_003-2009/ ESGOTAMENTO SANITÁRIO



ÍNDICE ANALÍTICO

1	GENERALIDADES	9
1.1	PROJETO	9
1.2	LOCALIZAÇÃO	9
1.3	POPULAÇÃO FUTURA ATENDIDA (2036)	9
1.4	METODOLOGIA UTILIZADA	9
1.5	CÓDIGO PROJETO	10
2	CONSULTOR	10
3	CONSIDERAÇÕES GERAIS	11
4	O MUNICÍPIO DE ABDON BATISTA	12
4.1	HISTÓRIA	12
4.2	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	14
4.2.1	LOCALIZAÇÃO	14
4.2.2	ACESSO	16
4.3	CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS	17
4.3.1	SOLOS	17
4.3.2	HIDROGRAFIA	17
4.3.3	CLIMA	18
4.4	CARACTERÍSTICAS POPULACIONAIS	18
4.5	CARACTERÍSTICAS ECONÔMICAS	18
4.5.1	AGRICULTURA	19
4.5.2	PECUÁRIA	22
4.5.1	EMPRESAS	23
4.1	CARACTERÍSTICAS SOCIAIS	24
4.1.1	ÍNDICE DE DESENVOLVIMENTO HUMANO MUNICIPAL (IDH-M)	24
5	ESTUDO POPULACIONAL	28
5.1	PROCESSO ARITMÉTICO	30
5.2	PROCESSO GEOMÉTRICO	32
5.3	MÉTODO DA REGRESSÃO MATEMÁTICA	34
5.4	MÉTODO DO CRESCIMENTO	36
5.5	MÉTODO DA PREVISÃO	38
5.6	RESUMO	40
6	ESTUDO DA VAZÃO	42
6.1	CONTRIBUIÇÃO PER CAPITA	42
6.2	COEFICIENTE DE RETORNO	42
6.3	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DE VAZÃO	43



6.4	TAXA DE INFILTRAÇÃO	43
6.5	VAZÃO DE DIMENSIONAMENTO	44
6.5.1	VAZÃO MÉDIA	44
6.5.2	VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA	44
6.5.3	VAZÃO MÁXIMA HORÁRIA	44
6.5.4	VAZÃO MÍNIMA	44
6.5.5	CONCLUSÃO	45
7	MEMORIAL DESCRITIVO	46
7.1	REDE COLETORA	46
7.1.1	MATERIAL DAS TUBULAÇÕES	46
7.1.2	COEFICIENTE DE RUGOSIDADE	47
7.1.3	DIÂMETRO MÍNIMO DOS COLETORES	48
7.1.4	PROFUNDIDADE MÍNIMA E MÁXIMA	48
7.1.5	TENSÃO TRATIVA	48
7.1.6	DECLIVIDADE MÍNIMA E MÁXIMA	49
7.1.7	VELOCIDADE CRÍTICA	49
7.1.8	POÇO DE VISITA (PV)	49
7.1.9	TUBO DE INSPEÇÃO E LIMPEZA (TIL)	50
7.1.10	TUBO DE LIMPEZA (TL)	50
7.2	INTERCEPTORES E EMISSÁRIOS POR GRAVIDADE	50
7.3	ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS E LINHAS DE RECALQUE	51
7.3.1	GRADEAMENTO	51
7.3.2	POÇO DE SUCCÃO	52
7.3.3	CONJUNTO MOTO-BOMBA	53
7.3.4	LINHAS DE RECALQUE	54
7.4	ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO	54
7.4.1	TRATAMENTO PRELIMINAR	54
7.4.2	REATOR ANAERÓBIO – UASB	55
7.4.3	LAGOA AERADA FACULTATIVA	56
7.4.4	SISTEMA DE DESINFECÇÃO	57
7.4.5	DESIDRATAÇÃO DO LODO	58
8	MEMORIAL DE CÁLCULO	60
8.1	REDE COLETORA PÚBLICA DE ESGOTO	60
8.1.1	FUNDAMENTOS DO PROCESSO DE CÁLCULO DA REDE COLETORA DE ESGOTO	60
8.1.2	CÁLCULO DAS VAZÕES TOTAIS	64
8.1.3	DETERMINAÇÃO DAS TAXAS DE CONTRIBUIÇÃO LINEAR PARA O CÁLCULO DAS REDES COLETORAS DE ESGOTO	65
8.1.4	PROCEDIMENTO PARA DIMENSIONAMENTO DO CONDUTO	66
8.2	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA E LINHAS DE RECALQUE	67
8.2.1	GRADEAMENTO	67
8.2.2	POÇO DE SUCCÃO	70
8.2.3	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA LINHA DE RECALQUE	72
8.2.4	CONJUNTO MOTO-BOMBA	73
8.2.5	INSTALAÇÕES ELÉTRICAS	73
8.3	ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO	74



8.3.1	TRATAMENTO PRELIMINAR	75
8.3.2	REATOR ANAERÓBIO - UASB	76
8.3.3	LAGOA AERADA FACULTATIVA	87
8.4	SISTEMA DE DESINFECÇÃO	91
8.5	LEITO DE SECAGEM DO LODO	92
9	CORPO RECEPTOR	94
9.1	PADRÕES DE QUALIDADE DO CORPO RECEPTOR	94
TABELA 9.1 - CLASSIFICAÇÃO DAS ÁGUAS EM FUNÇÃO DO USO PREPONDERANTE (CONAMA, 2005)		95
9.2	PADRÕES DE LANÇAMENTO NO CORPO RECEPTOR	97
TABELA 9.3 – PADRÕES DE LANÇAMENTO (CONAMA, 2005 E DECRETO ESTADUAL 14.250/81)		97
9.3	ENQUADRAMENTO LEGAL DO CORPO RECEPTOR	98
9.4	ESTUDO DO CORPO RECEPTOR	99
9.4.1	DADOS GERAIS DA BACIA HIDROGRÁFICA EM NÍVEL FEDERAL	99
9.4.2	DADOS GERAIS DA BACIA HIDROGRÁFICA EM NÍVEL ESTADUAL	101
9.4.3	RESUMO DAS CONDIÇÕES SANITÁRIAS	104
9.4.4	CARACTERIZAÇÃO DOS PONTOS DE LANÇAMENTO	105
TABELA 9.5 – RESULTADO DAS ANÁLISES DA QUALIDADE D'ÁGUA DO RIO LAJEADO DEMENECK		107
9.5	ESTUDOS HIDROLÓGICOS NO PONTO DE LANÇAMENTO	108
9.5.1	DADOS FLUVIOMÉTRICOS	108
TABELA 9.6 – ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO DOS PONTOS DE AMOSTRAGEM		110
TABELA 9.7 – VAZÃO $Q_{7,10}$ E VAZÃO $Q_{MÉDIA}$ DOS CORPOS RECEPTORES		110
9.6	AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS AMBIENTAIS DECORRENTES DO LANÇAMENTO DO EFLUENTE	111
1.1.1	IMPACTOS AMBIENTAIS POR CONTAMINANTES	111
TABELA 9.8 – CONTAMINANTES IMPORTANTES PARA O TRATAMENTO DE EFLUENTES		112
MATÉRIAS ORGÂNICAS SOLÚVEIS		112
NITROGÊNIO E FÓSFORO		113
METAIS PESADOS		113
ODORES		113
MATERIAIS EM SUSPENSÃO		113
MICROORGANISMOS E ORGANISMOS PATOGENICOS		113
9.6.1	AUTODEPURAÇÃO DOS CORPOS RECEPTORES	114
9.6.2	IMPACTOS AMBIENTAIS PREVISTOS	114
$CM=CR \cdot QR + CE \cdot QEQR + QE$		114
$DBO5 \text{ PONTO DE MISTURA} = 2,5 \cdot 269,07 + 33,72 \cdot 2,84269,07 + 2,84$		115
$DBO5 \text{ PONTO DE MISTURA} = 8,11 \text{ MG/L}$		115



9.6.3	IMPACTOS PREVISTOS APÓS O TRATAMENTO	115
10	BIBLIOGRAFIA	117



ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 4.1 – Uma das primeiras famílias a habitar o Município de Abdon Batista</i>	12
<i>Figura 4.2 – Igreja Nossa Senhora da Saúde</i>	14
<i>Figura 4.3 – Limites do município de Abdon Batista</i>	15
<i>Figura 4.4 – Acessos ao município de Abdon Batista</i>	16
<i>Figura 5.1 – Crescimento Populacional IBGE</i>	29
<i>Figura 5.2 – Taxa de Crescimento Urbano anual de Abdon Batista</i>	30
<i>Figura 5.3 – Previsão Método Aritmético</i>	32
<i>Figura 5.4 – Previsão Método Geométrico</i>	34
<i>Figura 5.5 – Previsão Método Regressão Matemática</i>	35
<i>Figura 5.6 – Previsão Método Crescimento</i>	38
<i>Figura 5.7 – Previsão Método Previsão</i>	40
Figura 9.1 - Regionalização Hidrográfica no Brasil	100
Figura 9.2 – Regionalização Hidrográfica em Santa Catarina	101
<i>Figura 9.3 - Regiões Hidrográficas de SC</i>	102
<i>Figura 9.4 - Localização das estações fluviométricas na bacia do rio Canoas</i>	103
<i>Figura 9.5 – Ponto das coletas das amostras p/ ETE (Imagem Google Earth 2013)</i>	106
<i>Figura 9.6 - Bacias formadas pelos pontos de coleta</i>	108



ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Área plantada e área colhida na lavoura permanente em hectares	19
Tabela 4.2 – Quantidade produzida na lavoura permanente em Toneladas	20
Tabela 4.3 – Rendimento médio da produção na lavoura permanente em Kg por hectare	20
Tabela 4.4 – Área plantada na lavoura temporária em hectare	21
Tabela 4.5 – Quantidade produzida na lavoura temporária em toneladas	21
Tabela 4.6 – Rendimento médio da produção na lavoura temporária em Kg por hectare	22
Tabela 4.7 – Produção da pecuária do município de Abdon Batista	23
Tabela 4.8 – Taxa de alfabetização de adultos, frequência escolar e índice de educação para o município de Abdon Batista	25
Tabela 4.9 – Esperança de vida ao nascer e índice de longevidade para o município de Abdon Batista	26
Tabela 4.10 – Renda per capita e índice de renda para o município de Abdon Batista	27
Tabela 4.11 – IDH-M e classificação nacional e estadual para o município de Abdon Batista	27
Tabela 5.1 – População do Município de Abdon Batista	28
Tabela 5.2 – Crescimento Populacional Urbano em Abdon Batista segundo IBGE	29
Tabela 5.3 – Previsão Método Aritmético	31
Tabela 5.4 – Previsão Método Geométrico	33
Tabela 5.5 – Previsão Método Regressão Matemática	35
Tabela 5.6 – Previsão Método do Crescimento	37
Tabela 5.7 – Previsão Método da Previsão	39
Tabela 5.8 – Taxa de Crescimento Populacional Urbana	40
Tabela 6.1 – Vazão média, máxima diária, máxima horária e mínima no decorrer do horizonte de projeto	45
Tabela 7.1 - Materiais de tubulações de esgoto	47
Tabela 7.2 - Rugosidade e dos tubos em metros	47
Tabela 7.3 – Bacia de Esgotamento e sua respectiva estação elevatória e linhas de recalque	54
Tabela 8.1- Cálculo das taxas de contribuição linear de esgoto	66
Tabela 8.2 – Dados do dimensionamento do gradeamento da elevatória	70
Tabela 8.3 – Dados das estação elevatória	70
Tabela 8.4 – Dimensões e tempo de detenção média do poço de sucção	72
Tabela 8.5 – Condições de funcionamento da bomba (Qmed)	72
Tabela 8.6 - Valores de perdas localizadas	73
Tabela 8.7 – Dados referente ao conjunto moto-bomba	73
Tabela 8.8 – Características dos esgotos sanitários	74
Tabela 8.9 – Parâmetros utilizados para os cálculos da ETE de Abdon Batista	74
Tabela 8.10 – Valores limites de vazão (l/s) em função da largura da garganta da Calha Parshall	76
Tabela 8.11 – Parâmetros de cálculo para reator anaeróbio - UASB	77
Tabela 8.12 – Parâmetros para dimensionamento do leito de secagem	92
Tabela 9.1 - Classificação das águas em função do uso preponderante (CONAMA, 2005)	95
Tabela 9.2 - Padrões de qualidade para os corpos d'água das diversas classes de água doce (CONAMA, 2005 e Decreto Estadual 14.250/81)	96
Tabela 9.3 – Padrões de lançamento (CONAMA, 2005 e Decreto Estadual 14.250/81)	97
Tabela 9.4 - Vazões médias nas estações fluviométricas da bacia do Rio Canoas	103
Tabela 9.5 – Resultado das análises da qualidade d'água do Rio Lajeado Demeneck	107
Tabela 9.6 – Área de contribuição dos Pontos de Amostragem	110
Tabela 9.7 – Vazão $Q_{7.10}$ e Vazão $Q_{média}$ dos corpos receptores	110
Tabela 9.8 – Contaminantes importantes para o tratamento de efluentes	112



ÍNDICE DE ANEXOS

<i>ANEXO 1 – RESUMO ORÇAMENTÁRIO</i>	<i>119</i>
<i>ANEXO 2 – PLANILHA ORÇAMENTÁRIA DETALHADA</i>	<i>120</i>
<i>ANEXO 3 – CRONOGRAMA FÍSICO-FINANCEIRO</i>	<i>121</i>
<i>ANEXO 4 – PLANILHA DE CÁLCULO DA REDE COLETORA</i>	<i>122</i>
<i>ANEXO 5 – PLANILHA DE CÁLCULO DA LINHA DE RECALQUE</i>	<i>123</i>
<i>ANEXO 6 – PLANILHA DE CÁLCULO DO EMISSÁRIO</i>	<i>124</i>
<i>ANEXO 7 – BOLETIM DE ANÁLISES DE QUALIDADE DE ÁGUA</i>	<i>125</i>



Município de Abdon Batista



Estado de Santa Catarina

1 GENERALIDADES

1.1 PROJETO

Sistema de Esgotamento Sanitário para a sede do município de Abdon Batista - SC.

1.2 LOCALIZAÇÃO

No Planalto Sul de Santa Catarina. Integrante da microrregião da AMPLASC (Associação dos Municípios do Planalto Sul Catarinense).

1.3 POPULAÇÃO FUTURA ATENDIDA (2036)

Aproximadamente 1.527 habitantes em um horizonte de projeto de 25 anos.

1.4 METODOLOGIA UTILIZADA

O projeto do Sistema e Esgotamento Sanitário (SES) para sede do município de Abdon Batista está calcado em preceitos e técnicas indicadas para projetos de sistemas de esgotamento sanitário, considerando as normas técnicas Brasileiras (NBR) 9.648 - Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário; NBR 9.800 - Critério para o lançamento de Efluentes Líquidos Industriais no Sistema Coletor Público de Esgoto Sanitário; NBR 9.649 - Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário; NBR 12.207 - Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário; NBR 12.208 - Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário e NBR 12.209 - Projeto e Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário.



1.5 CÓDIGO PROJETO

Z:\Trabalho\Pj_003-2009 - SES de Abdon Batista\MD\Relatório Único - Abdon Batista

2 CONSULTOR



SANETAL – Engenharia e Consultoria
em Saneamento e Meio Ambiente Ltda.

Endereço: Rua Heriberto Hülse, 70 sala 01 – Barreiros – São José – SC.

CNPJ: 04.779.656/0001-05

CREA Nº: 059026-3

Representante Legal: ADRIANO AUGUSTO RIBEIRO

Responsável Técnico

Adriano Augusto Ribeiro

CREA nº: 051422-6

Equipe Técnica de trabalho

Adriano Augusto Ribeiro	Engº Sanitarista e Ambiental, MSC.
Flávia Andréa da Silva Cabral	Engª Sanitarista e Ambiental, MSC.
Euclides Ademir Espíndola	Engº Sanitarista e Ambiental
Alexandre Robert Amaro	Engº Sanitarista e Ambiental
André Antunes Miquelante	Engenharia Sanitária e Ambiental
Gabriel Starke	Engenharia Sanitária e Ambiental





3 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Este estudo tem por objetivo dimensionar e projetar a rede coletora de esgoto sanitário, a estação de tratamento de esgoto e o emissário do município de Abdon Batista.

As obras de engenharia que estão previstas, faz-se necessário devido ao fato de que inúmeras doenças estão relacionadas à poluição da água por esgoto sanitário. Este fato justifica a utilização de todos os instrumentos possíveis para combater a poluição causada por águas residuárias, não só por razões ambientais mas também por razões de saúde pública.

Desta forma, a elaboração do projeto de sistema de esgotamento sanitário será realizada pela empresa Sanetal Engenharia LTDA, com sede no município de São José, Santa Catarina.

4 O MUNICÍPIO DE ABDON BATISTA

O município de Abdon Batista está localizado a 356 km a oeste da capital de Santa Catarina, Florianópolis. Através do Decreto nº 534, no dia 02 de março de 1934, Vila Nova passou a se chamar Abdon Batista. No entanto, apenas em 26 de Abril de 1989, através da Lei nº 5.584/1989, desmembrou-se do município de Campos Novos obtendo sua emancipação político-administrativa.

Sua área é de 236 km², e possui uma população de 2.726 habitantes segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), em 2007.

4.1 HISTÓRIA

Por volta de 1919, alguns colonos vindos de Guaporé, Rio Grande do Sul, partiram de sua terra natal em busca de novas acomodações. As primeiras famílias que chegaram nesta terra foram os Bortoli, Zanchett, Mocelin, Mecabô e Demeneck, todos descendentes de Italianos. Depois de uma viagem com muitas dificuldades chegaram até as margens do Rio Canoas, onde pararam para descansar. Ao atravessarem o rio avistaram terras férteis, cobertas de pinheiro, que lhes despertaram grande interesse.

A Figura 4.1 ilustra uma das famílias pioneiras na região de Abdon Batista.



Figura 4.1 – Uma das primeiras famílias a habitar o Município de Abdon Batista

Após, retornaram à Guaporé, venderam suas propriedades e com suas famílias adquiriram terras nas proximidades de Canoas. Ao adquirir estas terras deram-lhe o nome de Vargem, por serem planas com predominâncias de Várzeas. Com o passar do tempo,



creceu o número de habitantes e novas casas foram construídas. O nome da comunidade de Vargem foi então substituído por Vila Nova.

As terras férteis à margem dos rios atraíram também, em 1920, os alemães que habitavam a Grande Florianópolis.

Os produtos ali colhidos eram levados a Campo Belo do Sul, ou então a Campos Novos, em lombos de burros, através de picadas, pelo tropeiro João Mocelim, enquanto que os suínos eram tocados a pé até Joaçaba ou Videira, para lá serem vendidos.

Em 02 de março de 1934, através do Decreto nº 534, Vila Nova foi elevada a categoria de Distrito de Campos Novos, mudando seu nome para Abdon Batista. Abdon Batista nasceu no Estado da Bahia e tornou-se mais tarde Deputado Estadual, Deputado Federal, Senador do Estado de Santa Catarina, Vice-presidente da Província de SC, ocupando interinamente a governança da Província e também Prefeito de Joinville- SC, onde faleceu em 15/03/1922.

Aos poucos o progresso abria novos horizontes. O distrito evoluía tanto no aspecto populacional como em união, e então surge a idéia de emancipação. Em 26 de Abril de 1989, através da Lei nº 5.584/1989, desmembrou-se do município de Campos Novos, Estado de Santa Catarina, obtendo sua emancipação político- administrativa.

Em 15 de novembro de 1989, foi eleito o primeiro Prefeito do Município de Abdon Batista, o Sr. Santin Palavro Júnior.

A cidade, que foi distrito de Campos Novos, teve sua primeira igreja (Figura 4.2) dedicada a Nossa Senhora da Saúde.



Figura 4.2 – Igreja Nossa Senhora da Saúde

4.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

4.2.1 LOCALIZAÇÃO

Abdon Batista, localiza-se no Planalto Sul de Santa Catarina, integra a microrregião da AMPLASC (Associação dos Municípios do Planalto Sul Catarinense), faz limites ao Norte, com: Vargem e Campos Novos; ao Sul : Anita Garibaldi; ao Leste: Cerro Negro e São José do Cerrito; ao Oeste. Localiza-se a uma latitude 27°36'40" sul e a uma longitude 51°01'21" oeste, estando a uma altitude de 716 metros.

Segundo a Lei nº 11.340 de 8 de janeiro de 2000, as divisas intermunicipais do município de Abdon Batista são:

- ✓ Com o município de VARGEM: Inicia na nascente do lajeado do Polaco, Marco de Divisa – M.D. nº 573 (coordenada geográfica aproximada – c.g.a. lat. 27°30'36"S, long. 51°04'23"W), segue pelo divisor de águas entre os lajeados Catetos e Ervalzinho, passando pelo ponto de cota altimétrica 1.010m, até a nascente da sanga Palavros, M.D. nº 574 (c.g.a. lat. 27°31'17"S, long. 51°01'42"W); desce por este até sua foz no lajeado do Salto (c.g.a. lat. 27°31'55"S, long. 51°01'01"W); desce por este até sua foz no lajeado da Vargem ou Barra Grande; desce por este até sua foz no rio Canoas.

- ✓ Com o município de SÃO JOSÉ DO CERRITO: Inicia na foz do lajeado da Vargem ou Barra Grande no rio Canoas, desce por este até a foz do rio Caveiras.
- ✓ Com o município de CERRO NEGRO: Inicia na foz do rio Caveiras no rio Canoas, desce por este até a foz do lajeado do Tigre.
- ✓ Com o município de ANITA GARIBALDI: Inicia na foz do lajeado do Tigre no rio Canoas, desce por este até a foz do lajeado Roberto (c.g.a. lat. 27°35'39"S, long. 51°10'42"W).
- ✓ Com o município de CAMPOS NOVOS: Inicia no rio Canoas na foz do lajeado Roberto (c.g.a. lat. 27°35'39"S, long. 51°10'42"W), sobe por este até a foz do lajeado Bichinhos (c.g.a. lat. 27°35'01"S, long. 51°10'01"W); sobe por este até sua nascente, M.D. n° 572 (c.g.a. lat. 27°34'46"S, long. 51°08'30"W); segue pelo divisor de águas entre o rio Ibicuí e o lajeado Roberto, de um lado e, arroio Bonito, do outro, até a nascente do lajeado do Polaco, M.D. n° 573 (c.g.a. lat. 27°30'36"S, long. 51°04'23"W).

A Figura 4.3 ilustra os limites do município de Abdon Batista.

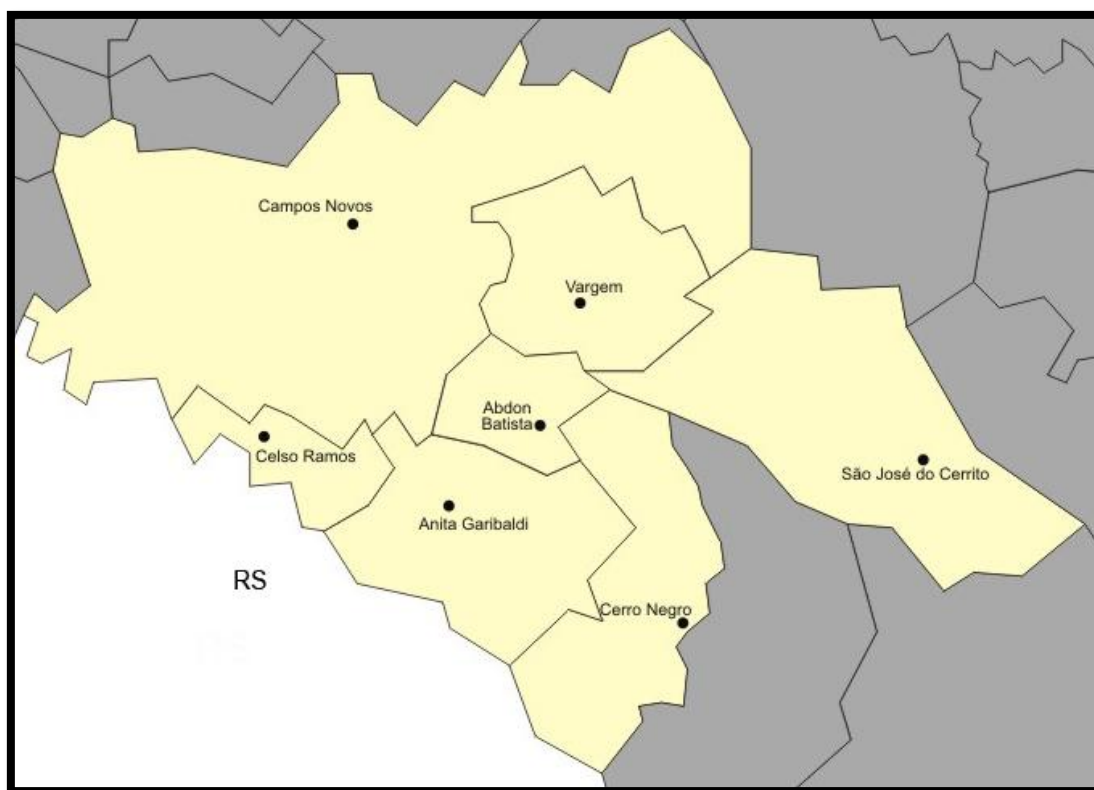


Figura 4.3 – Limites do município de Abdon Batista

4.2.2 ACESSO

A principal via de ligação de Abdon Batista com o resto do Estado é através da Rodovia Estadual SC-456. Esta é responsável por ligar Abdon Batista a BR-282, que tem acesso a BR-470 e aos principais municípios da região.

A Rodovia Federal BR-470, liga a região próxima de Abdon Batista ao litoral norte de Santa Catarina, e ao estado do Rio Grande do sul.

A BR-282 é a principal via de ligação à capital e o oeste do estado. Vindo por esta rodovia, seja do litoral ou do oeste, toma-se a SC-456, que dará acesso a Abdon Batista.

Para quem vem do Rio Grande do Sul, a entrada fica na SC-458 ou SC-455 (com trecho sem pavimentação). Estas rodovias são ligadas a BR-470.

A Figura 4.4 apresenta os principais acessos ao município de Abdon Batista.



Figura 4.4 – Acessos ao município de Abdon Batista



4.3 CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS

4.3.1 SOLOS

O relevo é constituído por planaltos de superfícies planas e onduladas, fortemente dissecadas, de formação basáltica, cujo solo possui fertilidade variando de média a boa, de textura normalmente argilosa, com condições de manejo da terra variando de razoáveis a boas.

Os solos no município de Abdon Batista são profundos, bem drenados e com condições físicas favoráveis ao desenvolvimento radicular. Quando ocorrem em relevo suave ondulado, não oferecem maiores problemas ao uso de máquinas e implementos agrícolas, e a sua susceptibilidade à erosão é apenas moderada. Quando ocorrem em relevo ondulado a forte ondulado apresentam maior suscetibilidade à erosão e maiores impedimentos à mecanização, especialmente quando associada aos Cambissolos que podem apresentar pedras em seu perfil.

Quimicamente são solos muito ácidos, com elevada toxidez causada pelo alumínio trocável e com reduzida reserva de nutrientes, especialmente nos horizontes subsuperficiais. Porém, desde que manejados adequadamente, tornam-se aptos tanto para cultivos anuais como para usos menos intensivos, entre os quais a fruticultura de clima temperado, a pastagem e o reflorestamento.

4.3.2 HIDROGRAFIA

A Região Hidrográfica do Planalto de Lages é formada pelas bacias dos rios Canoas e Pelotas. Abdon Batista é banhado pela bacia do Rio Canoas, apresentando como seus principais afluentes o Lajeado Demeneck, Arroio da Raia, Arroio Bonito, Daniel e Vargem.

O Rio Canoas, nasce no município de Urubici e desemboca no Rio Uruguai, e possui 24.992 km² de curso. Ao unir suas águas com as do rio Pelotas, dá início ao rio Uruguai. Das duas bacias, a do Canoas é a mais importante, tanto pelo volume de água escoada como pela área de drenagem. Com uma área de drenagem de 15.012 km², uma densidade de drenagem de 1,66 km/km² e uma vazão mínima de 280 m³/s, a bacia do rio



Canoas é uma das maiores do estado. Nasce no município de Urubici e banha 12 municípios até a confluência do rio Pelotas.

4.3.3 CLIMA

O clima do Município de Abdon Batista, segundo Koppen, classifica-se como mesotérmico úmido, sem estação seca, com verões quentes. Apresenta uma temperatura média anual de 16,6 graus centígrados, e uma precipitação total anual entre 1600 e 1900 mm (dados de 1990).

4.4 CARACTERÍSTICAS POPULACIONAIS

Devido à característica do município de Abdon Batista não ser de uma cidade turística, a predominância da população local se dá da descendência dos colonizadores da região que possuem na sua maioria origem italiana e alemã.

A cidade de Abdon Batista é vizinha de Campos Novos, que é considerada como “O Celeiro do Estado” com a maior produção de grãos de Santa Catarina. A população de Abdon Batista tira seu sustento da agricultura e da pecuária, e sofre bastante influência da região de Campos Novos, para onde muitos de seus produtos são destinados.

4.5 CARACTERÍSTICAS ECONÔMICAS

O Município de Abdon Batista tem sua economia baseada na agricultura, principalmente no plantio de milho, feijão e soja. Além das tradicionais culturas agrícolas, os produtores rurais começam a apostar em alternativas como a criação de gado, apicultura, plantio de moranga, produção de leite, óleos essenciais, vinicultura e produção de ovos caipira. A localidade é também grande produtora de fumo.

Ultimamente tem desenvolvido com sucesso a apicultura e fruticultura.

Com o apoio do SEBRAE/SC, existe hoje o “Arranjo Produtivo Local” (APL), que tem como objetivo a viabilização técnico-econômica de unidades de produção familiar. Esse projeto visa à melhoria da renda e da qualidade de vida das famílias dos agricultores.

Os projetos de pecuária leiteira de Abdon Batista, juntamente com Campos Novos e Anita Garibaldi estão comercializando leite in natura e recebendo consultoria tecnológica do SEBRAE.



Há também o projeto da Casa de Ovos, que está vendendo formalmente seus produtos para o mercado consumidor da microrregião de Campos Novos (Campos Novos, Abdon Batista, Anita Garibaldi, Cerro Negro, Campo Belo do Sul e Lages), com o Serviço de Inspeção Estadual. A empresa passou a se chamar Agrocanoas Indústria e Comércio de Ovos e Hortifrutigranjeiros Ltda., e a marca de seus produtos é Beira Lago Ovos Caipira. A produção mensal é de 8 mil dúzias de ovos.

O grupo de Apicultores de Abdon Batista - após a implantação da primeira etapa do projeto (implantação de colméias) - partiu para a segunda etapa, que é a construção da Casa do Mel, ambiente adequado para a extração higiênica da produção.

4.5.1 AGRICULTURA

A terra fértil da região de Abdon Batista proporciona que o município seja essencialmente agrícola.

Recentemente foram entregues às Associações de Produtores Rurais pela prefeitura, em forma de comodato, equipamentos agrícolas, tais como:

- ✓ 06 distribuidores pendulares de sementes e fertilizantes
- ✓ 02 colhedoras de forragens
- ✓ 01 distribuidor de calcário e adubos orgânicos

Este tipo de ação em prol da agricultura favorece a sociedade como um todo, com reflexos na economia e no comércio local.

O município colhe hoje através da agricultura permanente, cerca de 340 toneladas de frutas e 20 toneladas de erva-mate em uma área de 42 hectares. Tabela 4.1 representa a área plantada e colhida, entre os anos de 2002 e 2007. Pode-se notar que neste período o cultivo de laranja e uva foram os mais constantes, sendo cultivados todos os anos.

Tabela 4.1 – Área plantada e área colhida na lavoura permanente em hectares

Lavoura permanente	Ano					
	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Total	37	6	7	10	16	42
Caqui	-	-	-	-	-	10
Erva-mate (folha verde)	35	2	-	-	-	10
Laranja	1	1	4	4	5	5



Maçã	-	-	-	2	3	3
Pêssego	-	-	-	1	1	1
Tangerina	1	-	-	-	-	-
Uva	-	3	3	3	7	13

Fonte: IBGE - Produção Agrícola Municipal

É bastante representativo o cultivo de erva-mate no ano de 2002, com 170 toneladas, visto na Tabela 4.2, representando 92% da produção daquele ano.

Tabela 4.2 – Quantidade produzida na lavoura permanente em Toneladas

Lavoura permanente	Ano					
	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Total	185	31	66	94	193	360
Caqui	-	-	-	-	-	100
Erva-mate (folha verde)	170	10	-	-	-	20
Laranja	9	9	36	36	50	50
Maçã	-	-	-	16	30	30
Pêssego	-	-	-	8	8	4
Tangerina	6	-	-	-	-	-
Uva	-	12	30	30	105	156

Fonte: IBGE - Produção Agrícola Municipal

No ano de 2007, a uva representou 43% do cultivo e colheita, com 156 toneladas em uma área de 13 hectares, com rendimento de 12 mil quilos por hectare, como visto na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Rendimento médio da produção na lavoura permanente em Kg por hectare

Lavoura permanente	Ano					
	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Caqui	-	-	-	-	-	10000
Erva-mate (folha verde)	10000	5000	-	-	-	2000
Laranja	9000	9000	9000	9000	10000	10000
Maçã	-	-	-	8000	10000	10000
Pêssego	-	-	-	8000	8000	4000
Tangerina	6000	-	-	-	-	-
Uva	-	4000	10000	10000	15000	12000

Fonte: IBGE - Produção Agrícola Municipal

A lavoura temporária está concentrada na produção de grãos como milho, soja, feijão, trigo e aveia, além da cana-de-açúcar e mandioca.

A Tabela 4.4 representa a área, em hectare, destinada a plantação dos produtos cultivados temporariamente nos intervalos de ano entre 2002 e 2007.

Tabela 4.4 – Área plantada na lavoura temporária em hectare

Lavoura temporária	Ano					
	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Total	4.085	4.265	5.837	5.994	6.007	6.361
Arroz (em casca)	-	20	20	5	5	5
Aveia (em grão)	-	-	-	-	100	100
Batata-inglesa	5	5	5	5	5	5
Cana-de-açúcar	4	4	4	8	16	20
Cebola	5	5	5	5	5	5
Feijão (em grão)	1.200	1.400	1.400	900	900	1.500
Fumo (em folha)	308	348	380	388	423	351
Mandioca	3	3	3	3	3	5
Melancia	-	-	-	-	-	60
Milho (em grão)	2.400	2.400	3.500	3.500	3.400	3.000
Soja (em grão)	150	-	400	1.100	1.100	1.300
Trigo (em grão)	10	80	120	80	50	10

Fonte: IBGE - Produção Agrícola Municipal

A lavoura temporária no ano de 2007 rendeu 26.607 toneladas entre grãos, tubérculos e fumo. No último ano de registro, 2007, a produção total na lavoura temporária dobrou em relação ao ano anterior. Entre os produtos que se destacam, podemos citar o feijão que teve um aumento de nove vezes na quantidade produzida, de 2005 para 2007, de acordo com a Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Quantidade produzida na lavoura temporária em toneladas

Lavoura temporária	Ano					
	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Total	10036	14138	8687	6967	13133	26607
Arroz (em casca)	-	30	30	-	60	10
Aveia (em grão)	-	-	-	-	100	100
Batata-inglesa	30	30	35	10	35	35
Cana-de-açúcar	72	72	72	96	240	300
Cebola	35	35	35	25	25	40
Feijão (em grão)	1.296	1.680	672	320	420	2.880
Fumo (em folha)	565	538	760	651	370	583
Mandioca	33	33	33	33	33	75
Melancia	-	-	-	-	-	1.200
Milho (em grão)	7.680	11.520	6.270	5.040	9.420	16.680
Soja (em grão)	315	-	480	600	2.310	4.680



Trigo (em grão)	10	200	300	192	120	24
-----------------	----	-----	-----	-----	-----	----

Fonte: IBGE - Produção Agrícola Municipal

A Tabela 4.6 apresenta um panorama do rendimento médio na produção da lavoura temporária entre os anos de 2001 e 2007, segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas (IBGE).

Os grãos apresentam apenas alguns dos produtos da agricultura de lavoura temporária. A tabela a seguir apresenta os demais produtos da agricultura de lavoura temporária do município de Abdon Batista, segundo o IBGE.

Tabela 4.6 – Rendimento médio da produção na lavoura temporária em Kg por hectare

Lavoura temporária	Ano						
	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Arroz (em casca)	1.500	-	1.500	1.500	-	12.000	2.000
Aveia (em grão)	-	-	-	-	-	1.000	1.000
Batata-inglesa	6.000	6.000	6.000	7.000	2.000	7.000	7.000
Cana-de-açúcar	18.000	18.000	18.000	18.000	12.000	15.000	15.000
Cebola	7.000	7.000	7.000	7.000	5.000	5.000	8.000
Feijão (em grão)	1.200	1.080	1.200	480	400	600	2.400
Fumo (em folha)	1.833	1.834	1.545	2.000	1.677	874	1.660
Mandioca	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000	15.000
Melancia	-	-	-	-	-	-	20.000
Milho (em grão)	3.360	3.200	4.800	2.850	2.400	2.943	5.560
Soja (em grão)	2.100	2.100	-	1.200	600	2.100	3.600
Trigo (em grão)	1.000	1.000	2.500	2.500	2.400	2.400	2.400

Fonte: IBGE - Produção Agrícola Municipal

4.5.2 PECUÁRIA

A pecuária da região está em franco desenvolvimento contendo criação de gado, gado leiteiro, suínos, eqüinos, ovinos e aves, além de cultivo de abelhas para obtenção de mel e própolis.

A produção de leite vem aumentando bastante, devido às propriedades disporem de moderna tecnologia de ordenha. O setor leiteiro é coordenado pela COPERCAMPOS que mantém um departamento específico, visando atender os produtores rurais.



A instalação de uma indústria e uma Cooperativa de Laticínios tem facilitado a coleta do leite produzido na região de Campos Novos, além de incentivar a produção de queijos e derivados.

Outra atividade pecuária que também vêm crescendo é a apicultura. Abdon Batista apresentou, segundo IBGE, uma produção de 11.000 quilos de mel de abelha.

A Tabela 4.7 apresenta a produção da pecuária no município de Abdon Batista no ano de 2007, segundo IBGE.

Tabela 4.7 – Produção da pecuária do município de Abdon Batista

Produto	Quantidade
Bovinos	11.578 cabeça
Suínos	2.914 cabeça
Eqüinos	2.400 cabeça
Ovinos	138 cabeça
Galinhas	6.100 cabeça
Galos, frangas, frangos e pintos	13.621 cabeça
Caprinos	54 cabeça
Vacas ordenhadas	794 cabeça
Leite de vaca	2.240 mil litros
Ovos de galinha	59 mil dúzias
Mel de Abelha	11.000 kg

4.5.1 EMPRESAS

Por estar localizada próximo ao município de Campos Novos, a cidade de Abdon Batista recorre bastante ao município vizinho para suprir necessidades de mercado que não absorvem totalmente às expectativas dos moradores Abdonenses.

O comércio em Abdon Batista encontra-se em fase de desenvolvimento, com diversificação de produtos e de estabelecimentos comerciais.

Segundo dados da prefeitura de Abdon Batista, o município dispõe de:

- ✓ 05 supermercados;
- ✓ 02 Postos de Gasolina;
- ✓ 01 Agência de Correios;



- ✓ 03 bancos: Banco do Estado de Santa Catarina (BESC), Credi-Canoas, Banco Postal (Bradesco) e Caixa Aqui;
- ✓ 03 Oficinas Mecânicas;
- ✓ 04 Salões de cabeleireiros;
- ✓ 03 Restaurantes;
- ✓ 01 Casa da Cultura;
- ✓ 01 Pousada;
- ✓ 03 Casas Agropecuárias;
- ✓ 02 Consultórios Odontológicos;
- ✓ 01 Vídeo-Locadora;
- ✓ 01 Fábrica de Móveis;
- ✓ 01 Serraria;
- ✓ 01 Barracão com Beneficiamento de Madeiras e Fabricação de Aberturas;
- ✓ Cartório de Registro Civil;
- ✓ 01 Loja de Materiais de Construção;
- ✓ 04 Lojas de Móveis e Eletrodomésticos;
- ✓ 01 Sorveteria;
- ✓ 01 Mercaria;
- ✓ Rodoviária com dois horários para Campos Novos e Lages (todos os dias).

4.1 CARACTERÍSTICAS SOCIAIS

4.1.1 ÍNDICE DE DESENVOLVIMENTO HUMANO MUNICIPAL (IDH-M)

O índice de desenvolvimento humano (IDH) foi criado para medir o nível de desenvolvimento humano dos países a partir de indicadores de educação (alfabetização e taxa de matrícula), longevidade (expectativa de vida ao nascer) e renda (PIB per capita). Seus valores variam de 0 (nenhum desenvolvimento humano) a 1 (desenvolvimento humano total). Países com IDH até 0,499 são considerados de desenvolvimento humano baixo; com índices entre 0,500 e 0,799 são considerados de desenvolvimento humano médio; e com índices maiores que 0,800 são considerados de desenvolvimento humano alto.

O Índice de Desenvolvimento Humano também é utilizado para aferir o nível de desenvolvimento humano em municípios, denominando-se IDH-Municipal ou IDH-M e,



embora meça os mesmos fenômenos - educação, longevidade e renda, os indicadores levados em conta são mais adequados para avaliar as condições de núcleos sociais menores.

- Indicadores de Educação

Para medir o acesso à educação em grandes sociedades, como um país, a taxa de matrícula nos diversos níveis do sistema educacional é um indicador suficientemente preciso. Todavia, quando o foco está em núcleos sociais menores, como municípios, esse indicador é menos eficaz, pois os estudantes podem morar em uma cidade e estudar em outra, distorcendo as taxas de matrícula. Daí a opção pelo indicador de frequência à sala de aula, que é baseado em dados censitários. O que se pretende aferir é a parcela da população daquela cidade que vai à escola em comparação à população municipal em idade escolar.

O outro critério para a avaliação da educação de uma população é o percentual de alfabetizados maiores de 15 anos. Ele se baseia no direito constitucional de todos os brasileiros de terem acesso às oito séries do ensino fundamental. Ao final desse período, que, pelo calendário normal se encerraria aos 14 anos de idade, espera-se que o indivíduo seja capaz de ler e escrever um bilhete simples. Daí a opção por se medir essa capacidade na população com 15 anos de idade ou mais. A taxa de alfabetização é obtida pela divisão do total de alfabetizados maiores de 15 anos pela população total de mais de 15 anos de idade do município pesquisado.

A Tabela 4.8 apresenta as taxas de alfabetização de adultos e de frequência escolar e o índice de educação (IDHM-E) para o município de Abdon Batista nos anos de 1991 e 2000.

Tabela 4.8 – Taxa de alfabetização de adultos, frequência escolar e índice de educação para o município de Abdon Batista

Ano	Taxa de alfabetização de adultos (%)	Taxa bruta de frequência escolar (%)	Índice de educação (IDHM-E)
1991	76,25	57,52	0,745
2000	89,15	82,43	0,871

Fonte: CNM – Confederação Nacional de Municípios



- Indicadores de Longevidade

Para avaliar o desenvolvimento humano no que diz respeito à longevidade o IDH nacional e o IDH municipal usam a esperança de vida ao nascer. Esse indicador mostra qual a média de anos que a população nascida naquela localidade no ano de referência deve viver - desde que as condições de mortalidade existentes se mantenham constantes. Quanto menor for a mortalidade registrada em um município, maior será a esperança de vida ao nascer. O indicador é uma boa forma de avaliar as condições sociais, de saúde e de salubridade por considerar as taxas de mortalidade das diferentes faixas etárias daquela localidade. Todas as causas de morte são contempladas para chegar ao indicador, tanto as ocorridas em função de doenças quanto as provocadas por causas externas (violências e acidentes).

O Censo 2000 é a base de cálculo de todo o IDH municipal. Para se chegar ao número médio de anos que uma pessoa vive a partir de seu nascimento são utilizados os dados do questionário expandido do Censo. O resultado dessa amostra é expandido para o restante da população daquele município.

A Tabela 4.9 apresenta a esperança de vida ao nascer e o índice de longevidade para o município de Abdon Batista nos anos de 1991 e 2000.

Tabela 4.9 – Esperança de vida ao nascer e índice de longevidade para o município de Abdon Batista

Ano	Esperança de vida ao nascer (anos)	Índice de longevidade (IDHM-L)
1991	64,39	0,716
2000	74,01	0,823

Fonte: CNM – Confederação Nacional de Municípios

- Indicadores de Renda

O Produto Interno Bruto (PIB) de um país é o valor agregado na produção de todos os bens e serviços ao longo de um ano dentro de suas fronteiras. O PIB per capita é a divisão desse valor pela população do país. Trata-se de um indicador eficaz para a avaliação da renda de um universo amplo, como países e unidades da Federação. Esse é o critério usado mundialmente pelo PNUD - Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento, para o cálculo do IDH-Renda dos países e dos Estados.



Na avaliação da renda dos habitantes de um município, o uso do PIB per capita torna-se inadequado. Por exemplo: nem toda a renda produzida dentro da área do município é apropriada pela população residente. A alternativa adotada é o cálculo da renda municipal per capita. Ela permite, por exemplo, uma desagregação por cor ou gênero da população, o que seria inviável de outra maneira.

A Tabela 4.10 apresenta a renda per capita e o índice de renda para o município de Abdon Batista nos anos de 1991 e 2000.

Tabela 4.10 – Renda per capita e índice de renda para o município de Abdon Batista

Ano	Renda per capita (em R\$ de 2000)	Índice de renda (IDHM-R)
1991	10,5	0,550
2000	10,7	0,627

Fonte: CNM – Confederação Nacional de Municípios

- Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDH-M)

Através dos índices de educação, longevidade e renda, determina-se o IDH-M. A Tabela 4.11 apresenta os IDH-M para o município de Abdon Batista e sua classificação nacional e estadual nos anos de 1991 e 2000.

Tabela 4.11 – IDH-M e classificação nacional e estadual para o município de Abdon Batista

Ano	Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDH-M)	Classificação na UF	Classificação Nacional
1991	0,670	246	1915
2000	0,774	205	1208

Fonte: CNM – Confederação Nacional de Municípios



5 ESTUDO POPULACIONAL

As obras de saneamento da cidade devem ser projetadas para atender a uma determinada população, em geral maior que a atual, correspondente ao crescimento demográfico em um determinado período de tempo. Esse período é chamado período de projeto ou horizonte de projeto. Definido o horizonte de projeto, faz-se necessário conhecer a população de projeto, ou seja, a população que se espera encontrar na localidade ao fim do período admitido.

No estudo em questão, será adotado um horizonte de projeto de 25 anos. O ano de 2009 será utilizado para elaboração do projeto e levantamento de fundos, e o ano de 2010 para execução das obras. Desta forma, o período de 25 anos será adotado a partir de 2011, ano em que o Sistema de Esgotamento Sanitário deve entrar em operação.

Diversos são os métodos aplicáveis para o estudo de crescimento populacional, tais como: Crescimento Aritmético; Crescimento Geométrico, Método de Regressão Matemática, Método do Crescimento e Método da Previsão.

Com base nos dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, apresentados no quadro abaixo, realizou-se um estudo da evolução da população urbana do município de Abdon Batista através dos cinco métodos citados.

A Tabela 5.1 e a Figura 5.1 apresentam o crescimento populacional do município de Abdon Batista.

Tabela 5.1 – População do Município de Abdon Batista

Ano	População (hab.)		
	Urbana	Rural	Total
1991	416	2.829	3.245
1996	620	2.482	3.102
2000	713	2.062	2.775
2007	973	1.753	2.726

Fonte: IBGE

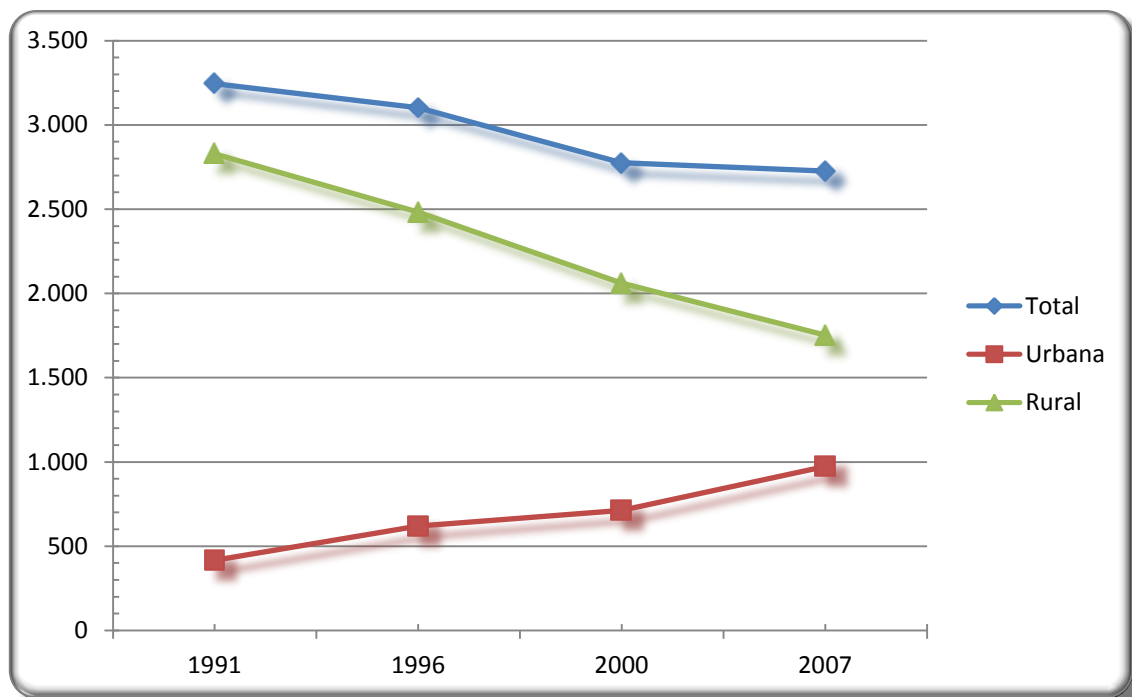


Figura 5.1 – Crescimento Populacional IBGE

A Tabela 5.2 e a Figura 5.2 apresentam a taxa de crescimento populacional urbano do município de Abdon Batista.

Tabela 5.2 – Crescimento Populacional Urbano em Abdon Batista segundo IBGE

Censo IBGE	População urbana	t_0/t_1	Taxa de Crescimento Urbano Atual (%)
1991	416	1991/1996	8,29
1996	620	1996/2000	3,58
2000	713	2000/2007	4,55
2007	973	Média	5,47

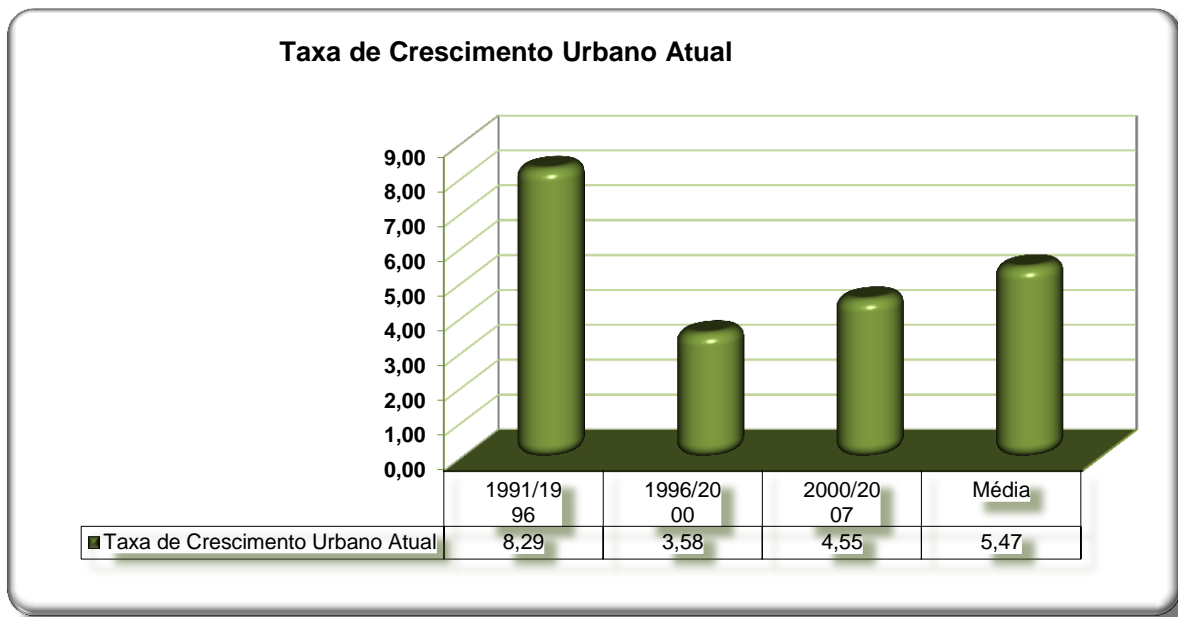


Figura 5.2 – Taxa de Crescimento Urbano anual de Abdon Batista

5.1 PROCESSO ARITMÉTICO

Este processo funciona na pressuposição de que a cidade está se desenvolvendo segundo uma progressão aritmética, ou seja, a população está crescendo de forma linear com o tempo.

Analisando os valores das populações P_0 e P_1 correspondentes aos tempos t_0 e t_1 (referentes a dois censos). Calcula-se o incremento populacional nesse período (r):

$$r = \frac{P_1 - P_0}{t_1 - t_0}$$

A partir do qual resulta a previsão da população (P), correspondente à data futura (t):

$$P = P_0 + r(t - t_0)$$

A Tabela 5.3 e a Figura 5.3 apresentam a previsão da população do município de Abdon Batista pelo Método Aritmético para um período de projeto de 25 anos. Foram analisados três períodos base de projeção: 1991 – 2007; 1996 – 2007; 2000 – 2007. Os valores encontrados para a taxa de crescimento ao ano em cada período foram, respectivamente: 2,49%; 2,34% e 2,61%.

**Tabela 5.3 – Previsão Método Aritmético**

Ano	Período Base da Projeção		
	91 - 07	96 - 07	00 - 07
2008	1008	1006	1011
2009	1043	1038	1048
2010	1078	1070	1085
2011	1113	1102	1122
2012	1148	1134	1159
2013	1182	1166	1197
2014	1217	1199	1234
2015	1252	1231	1271
2016	1287	1263	1308
2017	1322	1295	1345
2018	1357	1327	1383
2019	1391	1359	1420
2020	1426	1392	1457
2021	1461	1424	1494
2022	1496	1456	1531
2023	1531	1488	1568
2024	1566	1520	1606
2025	1600	1552	1643
2026	1635	1585	1680
2027	1670	1617	1717
2028	1705	1649	1754
2029	1740	1681	1792
2030	1775	1713	1829
2031	1809	1745	1866
2032	1844	1778	1903
2033	1879	1810	1940
2034	1914	1842	1978
2035	1949	1874	2015
2036	1984	1906	2052

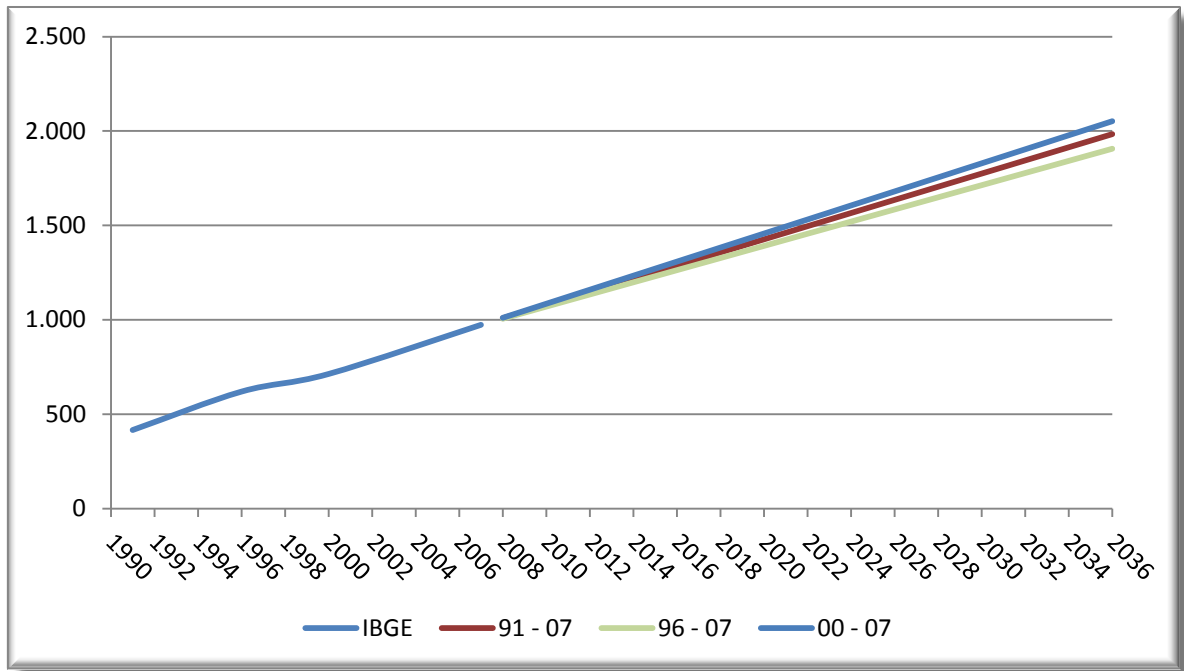


Figura 5.3 – Previsão Método Aritmético

5.2 PROCESSO GEOMÉTRICO

Este processo admite que a cidade esteja crescendo conforme uma progressão geométrica. Neste processo, como no anterior, não se considera um decréscimo da população e sim seu crescimento ilimitado.

Conhecendo-se dois dados de população, P_0 e P_1 , correspondentes respectivamente aos anos t_0 e t_1 , pode-se calcular a razão de crescimento geométrico no período conhecido (q):

$$q = \sqrt[t_1 - t_0]{\frac{P_1}{P_0}}$$

A partir do qual resulta a previsão de população (P):

$$P = P_0 \times q^{\leftarrow t_0 \rightleftarrows}$$

A Tabela 5.4 e a Figura 5.4 apresentam a previsão da população do município de Abdon Batista pelo Método Geométrico para o período de projeto de 25 anos. Foram analisados três períodos base de projeção: 1991 – 2007; 1996 – 2007; 2000 – 2007. Os valores encontrados para a taxa de crescimento ao ano em cada período foram, respectivamente: 5,46%; 4,19% e 4,55%.

**Tabela 5.4 – Previsão Método Geométrico**

Ano	Período Base da Projeção		
	91 - 07	96 - 07	00 - 07
2008	1026	1014	1018
2009	1082	1057	1064
2010	1142	1101	1112
2011	1204	1147	1163
2012	1270	1195	1216
2013	1339	1245	1271
2014	1412	1298	1329
2015	1489	1352	1389
2016	1570	1409	1452
2017	1656	1468	1518
2018	1746	1529	1587
2019	1841	1593	1660
2020	1942	1660	1735
2021	2048	1730	1814
2022	2160	1802	1897
2023	2278	1878	1983
2024	2402	1957	2073
2025	2533	2039	2167
2026	2671	2124	2266
2027	2817	2213	2369
2028	2971	2306	2476
2029	3133	2403	2589
2030	3304	2503	2707
2031	3484	2608	2830
2032	3674	2718	2959
2033	3874	2832	3093
2034	4086	2950	3234
2035	4309	3074	3381
2036	4544	3203	3535

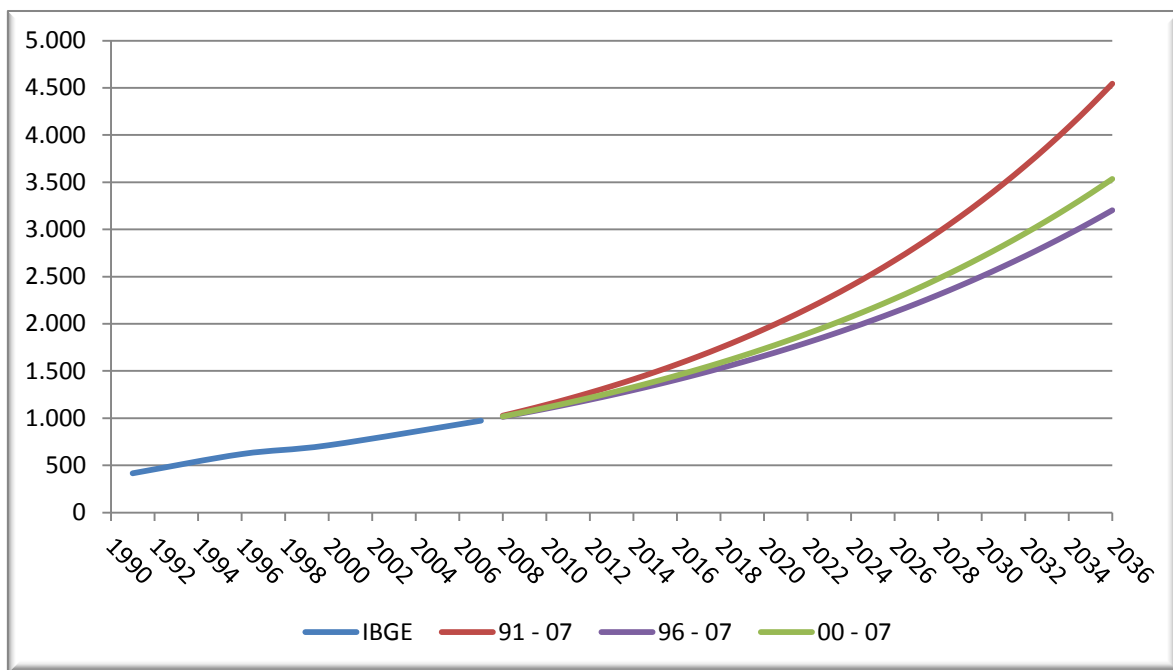


Figura 5.4 – Previsão Método Geométrico

5.3 MÉTODO DA REGRESSÃO MATEMÁTICA

Neste é utilizado um método de extrapolação analítica dos dados disponíveis até a data em que se pretende estudar a projeção. O processo normalmente empregado é o dos mínimos quadrados, isto é, o que torna mínimo o quadrado das diferenças entre os valores disponíveis e os que se pretende determinar e que pertencem a uma curva cuja equação parabólica procura extrapolar os dados existentes, ajustando uma curva de crescimento a uma equação do tipo:

$$y = a + bx + cx^2$$

Onde: y = representa a população em habitantes;

x = é o tempo decorrido, em anos;

Com os dados disponíveis, a equação pode ser resolvida através das relações dos mínimos quadrados:

$$\begin{cases} n \cdot a + b \cdot \sum x + c \cdot \sum x^2 = \sum y \\ a \cdot \sum x + b \cdot \sum x^2 + c \cdot \sum x^3 = \sum x \cdot y \\ a \cdot \sum x^2 + b \cdot \sum x^3 + c \cdot \sum x^4 = \sum x^2 \cdot y \end{cases}$$

A Tabela 5.5 e a Figura 5.5 apresentam a previsão da população do município de Abdon Batista pelo Método da Regressão Matemática para um período de projeto de 25 anos.

Tabela 5.5 – Previsão Método Regressão Matemática

Ano	Previsão	Ano	Previsão
2008	1002	2023	1383
2009	1034	2024	1401
2010	1065	2025	1418
2011	1095	2026	1434
2012	1124	2027	1449
2013	1153	2028	1463
2014	1180	2029	1477
2015	1206	2030	1489
2016	1232	2031	1500
2017	1256	2032	1510
2018	1280	2033	1520
2019	1302	2034	1528
2020	1324	2035	1536
2021	1345	2036	1543
2022	1364		
Taxa de Crescimento ao ano (%)			1,60

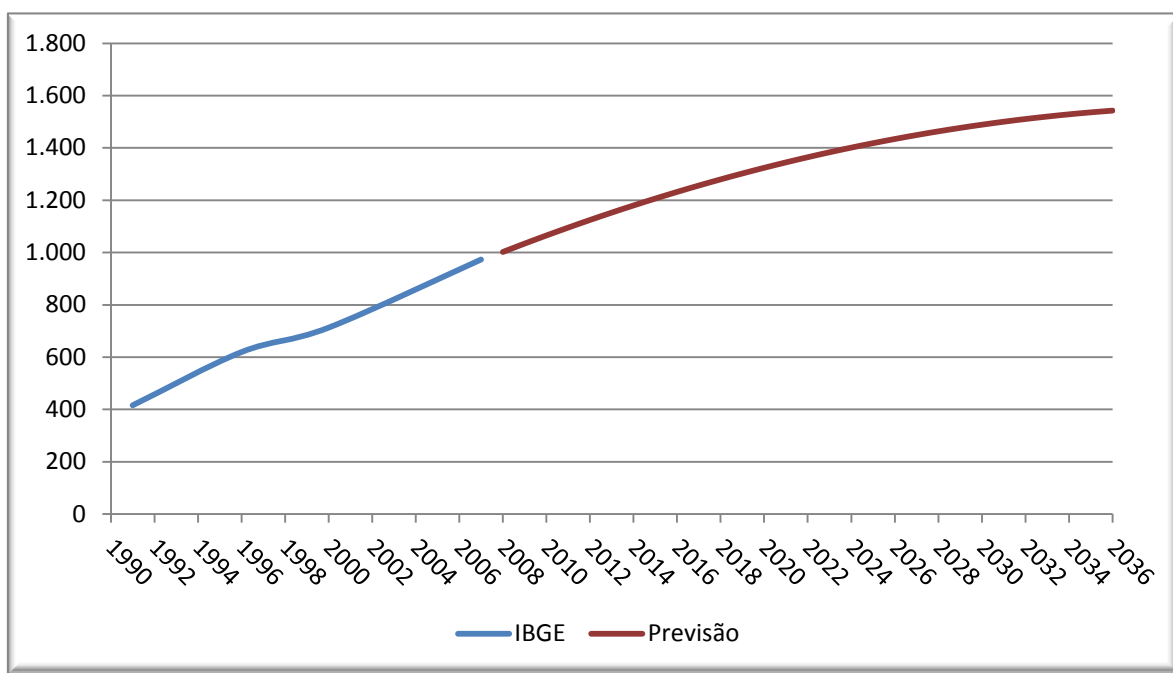


Figura 5.5 – Previsão Método Regressão Matemática



5.4 MÉTODO DO CRESCIMENTO

Este método prevê o crescimento da população de forma exponencial, sendo a função de crescimento do tipo:

$$y = b \times m^x,$$

onde y é o valor projetado da população (P), b e m são constantes e x é o instante tempo (t) em que se deseja projetar o valor.

As constantes b e m podem ser calculadas a partir dos dados populacionais disponíveis (dados do IBGE), através da substituição dos valores disponíveis na equação mencionada no parágrafo anterior, com o auxílio de uma planilha de cálculo digital.

A Tabela 5.6 e a Figura 5.6 apresentam a previsão da população do município de Abdon Batista pelo Método do Crescimento para um período de projeto de 25 anos. Foram analisados três períodos base de projeção: 1991 – 2007; 1996 – 2007; 2000 – 2007. Os valores encontrados para a taxa de crescimento ao ano em cada período foram, respectivamente: 5,39%; 4,21% e 4,55%.

**Tabela 5.6 – Previsão Método do Crescimento**

Ano	Período Base da Projeção		
	91 - 07	96 - 07	00 - 07
2008	1059	1009	1018
2009	1115	1052	1064
2010	1174	1096	1112
2011	1236	1142	1163
2012	1301	1191	1216
2013	1370	1241	1271
2014	1442	1294	1329
2015	1518	1349	1389
2016	1598	1406	1452
2017	1682	1465	1518
2018	1771	1527	1587
2019	1864	1592	1660
2020	1963	1659	1735
2021	2066	1729	1814
2022	2175	1803	1897
2023	2290	1879	1983
2024	2410	1958	2073
2025	2537	2041	2167
2026	2671	2128	2266
2027	2812	2218	2369
2028	2960	2312	2476
2029	3116	2410	2589
2030	3280	2511	2707
2031	3453	2618	2830
2032	3635	2729	2959
2033	3827	2844	3093
2034	4029	2964	3234
2035	4241	3090	3381
2036	4465	3221	3535

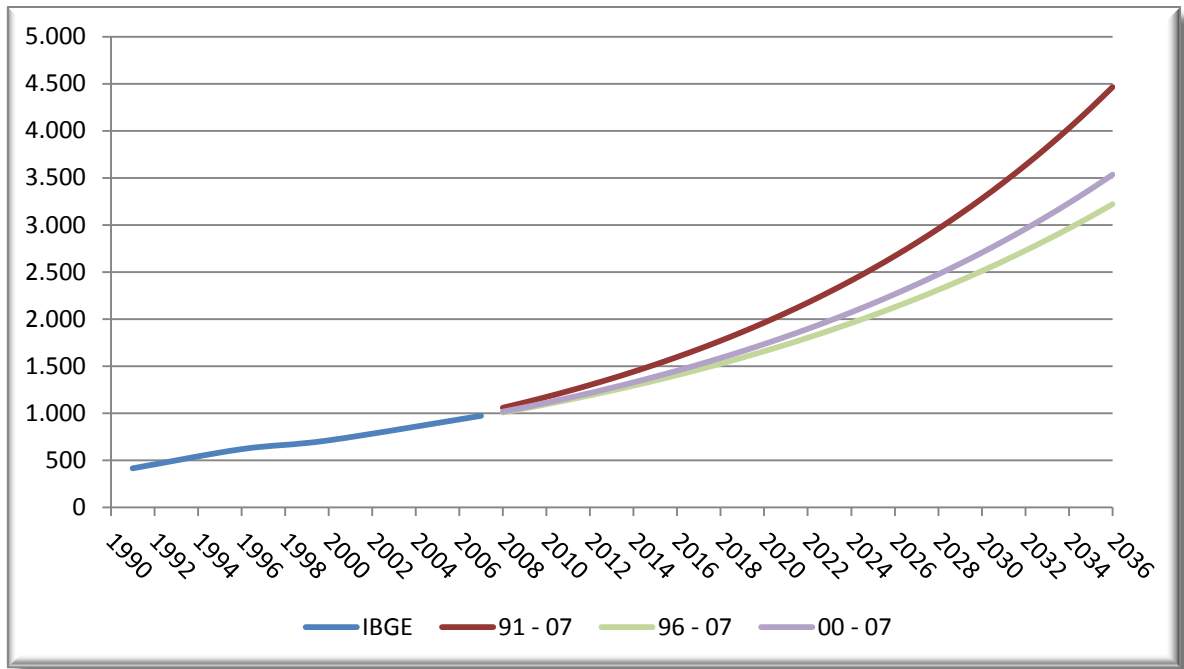


Figura 5.6 – Previsão Método Crescimento

5.5 MÉTODO DA PREVISÃO

Calcula, ou prevê a população futura usando valores conhecidos. O valor previsto é um valor da população (P) para um determinado valor de tempo (t). Os valores conhecidos podem ser os censos demográficos da região, e a população futura é prevista através da regressão linear. A expressão matemática para o método da previsão é do tipo $a + bx$, onde:

$$a = \bar{P} - b\bar{t}$$

$$b = \frac{\sum (-t)(P - \bar{P})}{\sum (-t)^2}$$

Em que \bar{t} e \bar{P} são a média da amostra, sendo que t representa o tempo e P a população.

A Tabela 5.7 e a Figura 5.7 apresentam a previsão da população do município de Abdon Batista pelo Método da Previsão para um período de projeto de 25 anos. Foram analisados três períodos base de projeção: 1991 – 2007; 1996 – 2007; 2000 – 2007. Os



valores encontrados para a taxa de crescimento ao ano em cada período foram, respectivamente: 2,44%; 2,36% e 2,61%.

Tabela 5.7 – Previsão Método da Previsão

Ano	Período Base da Projeção		
	91 - 07	96 - 07	00 - 07
2008	1005	998	1011
2009	1039	1031	1048
2010	1073	1063	1085
2011	1107	1096	1122
2012	1141	1129	1159
2013	1175	1161	1197
2014	1209	1194	1234
2015	1243	1227	1271
2016	1278	1260	1308
2017	1312	1292	1345
2018	1346	1325	1383
2019	1380	1358	1420
2020	1414	1391	1457
2021	1448	1423	1494
2022	1482	1456	1531
2023	1516	1489	1568
2024	1551	1522	1606
2025	1585	1554	1643
2026	1619	1587	1680
2027	1653	1620	1717
2028	1687	1652	1754
2029	1721	1685	1792
2030	1755	1718	1829
2031	1789	1751	1866
2032	1823	1783	1903
2033	1858	1816	1940
2034	1892	1849	1978
2035	1926	1882	2015
2036	1960	1914	2052

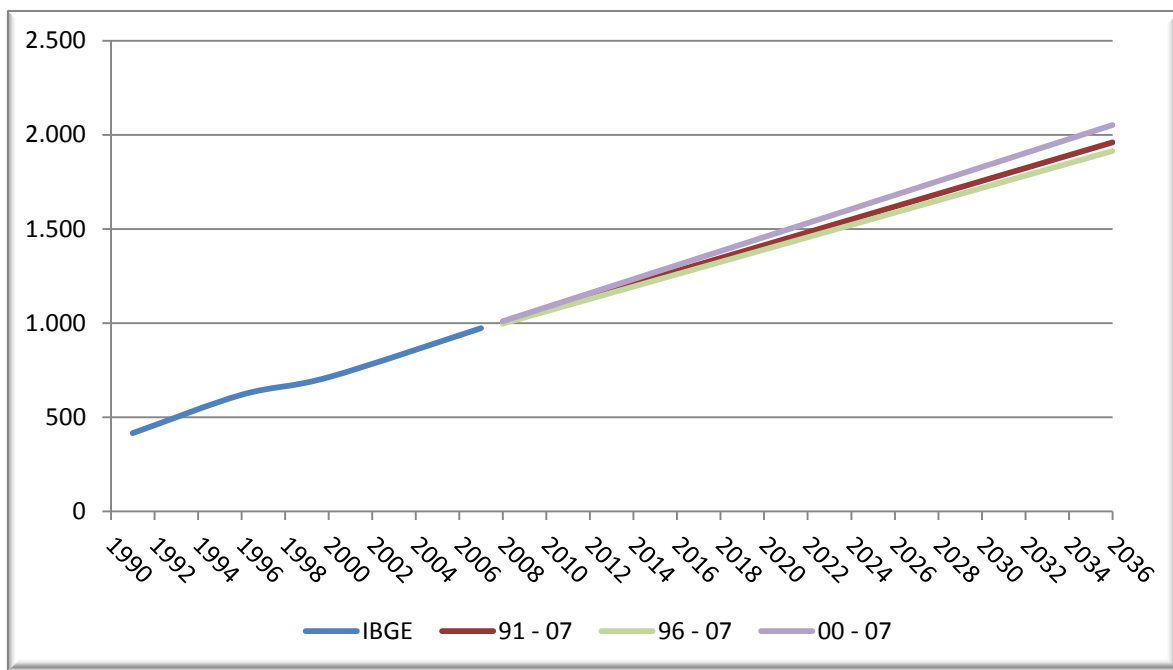


Figura 5.7 – Previsão Método Previsão

5.6 RESUMO

A Tabela 5.8 apresenta as taxas de crescimento da população urbana para os diversos métodos.

Tabela 5.8 – Taxa de Crescimento Populacional Urbana

Método	Período	Tx. Cresc.	Pop. 2036	Tx. IBGE	Diferença
Geométrico	91 - 07	5,46	4544	5,47	0,01
	96 - 07	4,19	3203		1,28
	00 - 07	4,55	3535		0,92
Aritmético	91 - 07	2,49	1984		2,99
	96 - 07	2,34	1906		3,13
	00 - 07	2,61	2052		2,87
Previsão	91 - 07	2,44	1960		3,03
	96 - 07	2,36	1914		3,11
	00 - 07	2,61	2052		2,87
Crescimento	91 - 07	5,39	4465	0,08	
	96 - 07	4,21	3221	1,26	
	00 - 07	4,55	3535	0,92	
Regressão Matemática	91 - 07	1,60	1543		3,87

O método escolhido para a previsão da população futura, tendo por base o estudo populacional e os valores do quadro resumo apresentados na Tabela 5.8 foi o Método da



Regressão Matemática. Apesar de não apresentar a menor diferença com relação à taxa de crescimento obtida pelos dados do IBGE, a taxa obtida por regressão matemática se mostra a mais coerente, uma vez que a taxa do IBGE de 5,47 % é muito alta. A população urbana realmente sofreu um grande acréscimo nos últimos anos, porém a população total do município decresceu devido ao êxodo rural. Desta forma acredita-se que a população urbana não deve seguir crescendo em um ritmo tão acelerado, o que justifica a adoção da taxa de crescimento populacional urbana de 1,60 %.



6 ESTUDO DA VAZÃO

A partir do estudo populacional apresentado no item anterior serão estimadas as vazões do esgoto sanitário e as cargas orgânicas atuais e futuras.

6.1 CONTRIBUIÇÃO PER CAPITA

A contribuição de esgoto está diretamente correlacionada ao consumo de água, sendo assim, utiliza-se normalmente o consumo per capita usado para projetos de sistemas de abastecimento de água para se projetar o sistema de esgotos. No sistema de esgoto sanitário, porém, considera-se o consumo efetivo per capita, não incluindo as perdas de água.

O consumo per capita de água varia em função do local. Em locais onde não há dados referentes ao consumo per capita de água, a literatura recomenda a adoção de valores de comunidades com características semelhantes. Desta forma, adotou-se para o município de Abdon Batista o valor de 130 l/hab.dia.

Para que possa ser estabelecida a contribuição per capita de esgoto, o consumo de água efetivo per capita é multiplicado pelo coeficiente de retorno.

6.2 COEFICIENTE DE RETORNO

O coeficiente de retorno é a relação entre o volume de esgotos recebido na rede coletora e o volume de água efetivamente fornecido à população.

O coeficiente de retorno depende principalmente de fatores locais como a localização e tipo de residência, condições de arruamentos das ruas e tipo de clima, situando-se geralmente na faixa de 0,5 a 0,9.

Em áreas centrais de alta densidade populacional os valores de coeficiente de retorno tendem a ser mais elevados, enquanto em áreas residenciais com muitos jardins são menores.

Será adotado o valor de 80 % para o coeficiente de retorno, recomendado pela NBR 9.649 na falta de valores obtidos em campo.



6.3 COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DE VAZÃO

Em um sistema público de esgotamento, a quantidade de esgoto contribuída varia continuamente em função do tempo, das condições climáticas, hábitos das populações, entre outros.

Nos países tropicais notadamente, há meses em que o consumo de água, e conseqüentemente a contribuição de esgoto sanitário é maior, como no verão. Por outro lado, no mesmo mês ou semana, existem dias em que a contribuição de esgoto assume valores maiores que as médias anuais.

Desta maneira, faz-se necessário estabelecer coeficientes que traduzam essas variações de contribuição para o dimensionamento das diversas unidades de um sistema de esgotamento.

Assim sendo, serão determinados os seguintes coeficientes:

K1 coeficiente de máxima vazão diária - é a relação entre a maior vazão diária verificada no ano e a vazão média diária anual;

K2 coeficiente de máxima vazão horária - é a relação entre a maior vazão observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia;

K3 coeficiente de mínima vazão horária - é a relação entre a vazão mínima e a vazão média anual.

Na falta de valores obtidos através de medições, a NBR 9649 da ABNT recomenda o uso de $K1 = 1,20$, $K2 = 1,50$ e $K3 = 0,50$.

6.4 TAXA DE INFILTRAÇÃO

As águas de infiltrações são contribuições indevidas nas redes de esgoto que são originárias do subsolo, sendo recomendado sua consideração na elaboração dos projetos hidráulico-sanitários das redes coletoras de esgotos pela NBR 9.649 da ABNT.

A infiltração ocorre quando os sistemas de coleta estão construídos abaixo do nível do lençol freático, penetrando através dos seguintes meios:

- ✓ juntas das tubulações;
- ✓ paredes das tubulações;



- ✓ através das estruturas dos poços de visita, tubos de inspeção e limpeza, terminal de limpeza, caixas de passagem, estações elevatórias etc.

A quantidade de infiltração nas redes de esgoto sanitário depende dos materiais empregados, do estado de conservação, do assentamento das tubulações, bem como das características do solo, nível do lençol freático, tipo de solo, permeabilidade etc. Será adotado uma infiltração de 0,0001 L/s.m.

6.5 VAZÃO DE DIMENSIONAMENTO

6.5.1 VAZÃO MÉDIA

A vazão doméstica média de esgotos é calculada através da equação abaixo,

$$Q_{\text{méd}} = P \cdot q \cdot C$$

onde:

- P - População contribuinte (hab.),
- q - quota per capita de água (l/ hab.dia),
- C - Coeficiente de retorno.

6.5.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA

A vazão máxima diária é calculada através da seguinte equação:

$$Q_{\text{Max.Dia}} = P \cdot q \cdot C \cdot K_1,$$

onde K1, o coeficiente de dia de maior consumo, é igual a 1,20.

6.5.3 VAZÃO MÁXIMA HORÁRIA

No caso do cálculo da vazão máxima horária, utiliza-se a seguinte equação:

$$Q_{\text{Máx.Hor}} = P \cdot q \cdot C \cdot K_1 \cdot K_2,$$

onde K2, o coeficiente de hora de maior consumo é igual a 1,50.

6.5.4 VAZÃO MÍNIMA

A vazão mínima é calculada por:

$$Q_{\text{Mín}} = P \cdot q \cdot C \cdot K_3,$$

onde K3, o coeficiente da hora de menor consumo, é adotado como sendo 0,5.



6.5.5 CONCLUSÃO

Na Tabela 6.1 são apresentadas as vazões anteriormente citadas para a população ao longo do horizonte de projeto (2011 a 2036). Foi usado nestes cálculos o comprimento total de rede de 10.043 m.

Tabela 6.1 – Vazão média, máxima diária, máxima horária e mínima no decorrer do horizonte de projeto

Ano	Pop. (hab)	Índice de Atend. (%)	Pop. Atend. (hab)	Q _{méd} (l/s)		Q _{máx.dia} (l/s)		Q _{máx.hor} (l/s)		Q _{mín} (l/s)	
				s/ inf.	c/ inf.	s/ inf.	c/ inf.	s/ inf.	c/ inf.	s/ inf.	c/ inf.
2010	1.065	90	959	1,15	2,16	1,38	2,39	2,08	3,08	0,58	1,58
2011	1.095	90	986	1,19	2,19	1,42	2,43	2,14	3,14	0,59	1,60
2012	1.124	91	1.023	1,23	2,24	1,48	2,48	2,22	3,22	0,62	1,62
2013	1.153	91	1.049	1,26	2,27	1,52	2,52	2,27	3,28	0,63	1,64
2014	1.180	92	1.086	1,31	2,31	1,57	2,57	2,35	3,36	0,65	1,66
2015	1.206	92	1.110	1,34	2,34	1,60	2,61	2,40	3,41	0,67	1,67
2016	1.232	93	1.146	1,38	2,38	1,65	2,66	2,48	3,49	0,69	1,69
2017	1.256	93	1.168	1,41	2,41	1,69	2,69	2,53	3,54	0,70	1,71
2018	1.280	94	1.203	1,45	2,45	1,74	2,74	2,61	3,61	0,72	1,73
2019	1.302	94	1.224	1,47	2,48	1,77	2,77	2,65	3,66	0,74	1,74
2020	1.324	95	1.258	1,51	2,52	1,82	2,82	2,73	3,73	0,76	1,76
2021	1.345	95	1.277	1,54	2,54	1,85	2,85	2,77	3,77	0,77	1,77
2022	1.364	95	1.296	1,56	2,56	1,87	2,88	2,81	3,81	0,78	1,78
2023	1.383	96	1.328	1,60	2,60	1,92	2,92	2,88	3,88	0,80	1,80
2024	1.401	96	1.345	1,62	2,62	1,94	2,95	2,91	3,92	0,81	1,81
2025	1.418	96	1.361	1,64	2,64	1,97	2,97	2,95	3,95	0,82	1,82
2026	1.434	97	1.391	1,67	2,68	2,01	3,01	3,01	4,02	0,84	1,84
2027	1.449	97	1.406	1,69	2,70	2,03	3,03	3,05	4,05	0,85	1,85
2028	1.463	97	1.419	1,71	2,71	2,05	3,05	3,08	4,08	0,85	1,86
2029	1.477	98	1.447	1,74	2,75	2,09	3,09	3,14	4,14	0,87	1,88
2030	1.489	98	1.459	1,76	2,76	2,11	3,11	3,16	4,17	0,88	1,88
2031	1.500	98	1.470	1,77	2,77	2,12	3,13	3,19	4,19	0,88	1,89
2032	1.510	99	1.495	1,80	2,80	2,16	3,16	3,24	4,24	0,90	1,90
2033	1.520	99	1.505	1,81	2,82	2,17	3,18	3,26	4,26	0,91	1,91
2034	1.528	99	1.513	1,82	2,83	2,19	3,19	3,28	4,28	0,91	1,91
2035	1.536	99	1.521	1,83	2,83	2,20	3,20	3,29	4,30	0,92	1,92
2036	1.543	99	1.527	1,84	2,84	2,21	3,21	3,31	4,31	0,92	1,92



7 MEMORIAL DESCRITIVO

7.1 REDE COLETORA

O sistema de coleta de esgoto sanitário a ser implantado no município de Abdon Batista foi delineado a partir do mapa cadastral e levantamentos topográficos disponibilizados pela Prefeitura Municipal de Abdon Batista.

Para o dimensionamento hidráulico das respectivas redes coletoras de esgoto, adotou-se como base os critérios estabelecidos na NBR 9.649 (1986), relacionados a seguir:

- ✓ Escoamento em regime uniforme e permanente;
- ✓ Diâmetro mínimo igual a 150 mm;
- ✓ Tensão trativa média para vazão inicial mínima igual a 1,0 Pa;
- ✓ A declividade de cada trecho da rede coletora não deve ser inferior à mínima admissível calculada;
- ✓ A declividade tem que ser inferior à declividade que resulta na velocidade final $v_f = 5 \text{ m/s}$;
- ✓ A lâmina d'água máxima para vazão final é igual a 75 % do diâmetro do coletor.

7.1.1 MATERIAL DAS TUBULAÇÕES

Para uma escolha criteriosa do material das tubulações estudou-se os seguintes fatores:

- ✓ Facilidade de transporte
- ✓ Disponibilidade de diâmetros necessários
- ✓ Custo do material, transporte e assentamento
- ✓ Resistência a cargas externas
- ✓ Resistência à abrasão e ao ataque químico

Segundo TSUTIYA (2000), os materiais mais utilizados em sistemas de coleta e transporte de esgoto têm sido o tubo cerâmico, concreto, plástico, ferro fundido e aço; para linhas de recalque tubos de ferro fundido e aço. Os diâmetros e comprimentos disponíveis são apresentados na

Tabela 7.1.

Tabela 7.1 - Materiais de tubulações de esgoto

Aplicação		Diâmetro nominal em mm	Comprimento nominal em mm
Tubo cerâmico	Rede coletora	75, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 375, 400, 450, 500 e 600	600, 800, 1.000, 1.250, 1.500 e 2.000
Tubo de Concreto (NBR 8.890)	Coletor-tronco, interceptor, emissário	400, 500, 600, 700, 800, 900, 1.000, 1.100, 1.200, 1.500, 1.750 e 2.000	-
Tubo de Concreto (NBR 8.889)	Rede coletora	200 a 1.000 (simples) e 400 a 2.000 (armado)	-
Tubo de PVC	Rede coletora, Ramal predial	100, 150, 200, 250, 300, 350 e 400 mm	6.000
Tubo de ferro fundido	Linha de recalque, travessias aéreas, passagem sob rios, cargas extremamente altas	100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1.000 e 1.200	6.000
Tubo de aço	Esforços elevados sobre a linha	150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1.000, 1.100 e 1.200	-

Fonte: TSUTIYA (2000)

Para o projeto em questão, para tubulações com diâmetro nominal de 150 mm, optou-se pelo emprego de tubos PVC devido sua alta resistência à corrosão e por ser empregado em redes coletoras na mesma faixa de utilização dos tubos cerâmicos.

7.1.2 COEFICIENTE DE RUGOSIDADE

O coeficiente de rugosidade afeta de maneira direta o dimensionamento das redes coletoras de esgoto, dependendo do diâmetro, da forma e do material da tubulação, da altura da lâmina da água e das características de esgoto (TSUTIYA, 2000). Tem sido normalmente utilizado em escoamento de esgoto o valor de 0,013.

Tabela 7.2 - Rugosidade e dos tubos em metros

Material	Tubos novos
Cerâmico	0,013
Concreto	0,013
Ferro fundido com revestimento	0,012
Ferro fundido sem revestimento	0,013
PVC	0,010

Fonte: TSUTIYA (2000)



7.1.3 DIÂMETRO MÍNIMO DOS COLETORES

A norma ABNT 9.649 estabelece, devido às condições específicas para o dimensionamento hidráulico, que os diâmetros devem ser os previstos nas normas e especificações brasileiras relativas aos diversos materiais, não sendo inferior a 100 mm.

7.1.4 PROFUNDIDADE MÍNIMA E MÁXIMA

As exigências devido à profundidade mínima ocorrem tendo em vista as condições de recobrimento mínimo, que é necessário para a proteção da tubulação. Assentado no leito do passeio, o recobrimento da tubulação não deve ser inferior a 0,65 metros, já no leito da via de tráfego não inferior a 0,90 metros (TSUTIYA, 2000).

A determinação do subsolo é indispensável para reconhecer maiores dificuldades devido à presença de rochas, solos de baixa resistência ou de lençol freático, que poderiam limitar as profundidades máximas.

Segundo TSUTIYA (2000), as profundidades máximas dos coletores, quando assentadas nos passeios não devem ultrapassar o limite de 2,0 a 2,5 m, dependendo do tipo de solo. TSUTIYA (2000) conta, que as profundidades máximas das redes de esgotos normalmente não ultrapassam 3,0 a 4,0 metros.

A norma ABNT 9.649 estabelece que a rede coletora não deve ser aprofundada para atendimento de economia com cota de soleira abaixo do nível da rua. Se o atendimento for considerado necessário, devem ser estudados a conveniência do aprofundamento dos trechos a jusante e outras soluções.

7.1.5 TENSÃO TRATIVA

A tensão trativa crítica é definida como uma tensão mínima necessária que evita a deposição de materiais sólidos nos condutos e permite assim a autolimpeza.

Segundo a norma ABNT 9.649, a tensão trativa de cada trecho da rede coletora deve ser verificado para a vazão inicial e um coeficiente de Manning igual a 0,013, sendo o valor mínimo admissível igual a 1,0 Pa. Para que a tensão trativa seja maior, deve ser garantida a declividade mínima.

Para interceptores, a norma ABNT 12.207 recomenda a tensão trativa de 1,5 Pa, tendo em vista a proteção contra ácido sulfúrico, que poderia ser gerado no caso de tempos de detenção elevados (TSUTIYA, 2000).

7.1.6 DECLIVIDADE MÍNIMA E MÁXIMA

Segundo a norma ABNT 9.649, a declividade de cada trecho da rede coletora não deve ser inferior à mínima admissível, calculada através da seguinte equação:

$$I_{\min} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47},$$

onde:

I_{\min} - Declividade mínima em m/m;
 Q_i - Vazão inicial em l/s.

A máxima declividade é definida através da norma ABNT 9.649, por apresentar uma velocidade de escoamento igual a 5 m/s. Ela pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$I_{\max} = 4,65 \cdot Q_f^{-0,67},$$

onde:

I_{\max} - Declividade máxima em m/m;
 Q_f - Vazão final em l/s.

7.1.7 VELOCIDADE CRÍTICA

Segundo TSUTIYA (2000), a velocidade crítica V_c em redes coletores é calculada por:

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{g \cdot R_H},$$

onde:

g - aceleração da gravidade em m^2/s ;
 R_H - Raio hidráulico para a vazão final em m.

7.1.8 POÇO DE VISITA (PV)

Como poço de visita (PV) entende-se o órgão que permite acesso de pessoas e equipamentos para manutenção. Utilizam-se poços de visita no início de coletores, nas mudanças de direção, de declividade, de diâmetro e de material, na reunião de coletores e onde há degraus e tubos de queda (TSUTIYA, 2000).

A distância entre os poços de visita não deve ultrapassar 100 metros, para que se possa alcançar a rede coletora com instrumentos de limpeza.



7.1.9 TUBO DE INSPEÇÃO E LIMPEZA (TIL)

O tubo de inspeção e limpeza (TIL) é um dispositivo não visitável, fabricado em PVC ou em outro material plástico, destinado à inspeção visual e à introdução de equipamentos de desobstrução e limpeza dos coletores. O custo de aquisição do TIL e o fato de os trabalhadores não terem contato com o material residual compensam a substituição do PV.

A utilização do TIL é recomendada pela ABNT (1986), na NBR 9646/1986, nos seguintes casos:

- ✓ Na reunião de até dois trechos ao coletor (três entradas e uma saída);
- ✓ Nos pontos com degrau de altura inferior a 0,50m;
- ✓ A jusante de ligações prediais cujas contribuições podem acarretar problemas de manutenção.

Para o projeto em questão, será utilizado PV em redes coletoras assentadas em profundidades superiores a 3,0 m, em razão da maior segurança de manutenção.

7.1.10 TUBO DE LIMPEZA (TL)

O tubo de limpeza é um dispositivo não visitável, fabricado em PVC ou outro material, destinado à introdução de equipamentos de desobstrução e limpeza dos coletores. O TL será utilizado em substituição aos PV's no início de coletores.

7.2 INTERCEPTORES E EMISSÁRIOS POR GRAVIDADE

De acordo com a norma NBR 12.227/1992, interceptores são canalizações cuja função principal é receber e transportar o esgoto sanitário coletado, e caracterizado pela defasagem das contribuições, da qual resulta o amortecimento das vazões máximas.

Segundo a norma NBR 9.649 (1986), o emissário é a tubulação que recebe o esgoto exclusivamente na extremidade de montante. Contudo, NETTO (2002) descreve o emissário como o conduto final de um sistema de esgoto sanitário, destinado ao afastamento dos efluentes para o ponto de lançamento.

Apesar de terem vários procedimentos comuns de dimensionamento, para os coletores, interceptores e emissários serão seguidas as recomendações da NBR 9.649/1986 e NBR 12.207/1992, respectivamente.



TSUTIYA (2000) ressalta que os interceptores de pequeno diâmetro são dimensionados como redes coletoras, obedecendo a NBR 9.649/1986, e os de grandes dimensões devem ser projetados pela NBR 12.207/1992.

Posto isto, conforme concepção adotada para os SES, os coletores e interceptores foram dimensionados de acordo com as recomendações da NBR 9.649/1986, enquanto que para o dimensionamento dos emissários, que transportam o esgoto tratado até os corpos receptores, foram adotadas as recomendações da NBR 12.207/1992.

Para este projeto determinou-se como 0,90 m o recobrimento mínimo dos interceptores e emissários, visando à proteção mecânica dos condutos e evitando assim, futuros problemas. Por outro lado, evitam-se grandes profundidades, que seria economicamente inviável principalmente em termos de escavação. Para a profundidade máxima das valas, procurou-se limitar como sendo 6,0 m.

7.3 ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS E LINHAS DE RECALQUE

Os coletores de esgoto da rede podem ter todos os trechos por gravidade ou combinar trechos por gravidade com trechos com escoamento forçado. Essa mudança no escoamento é obtida com o emprego das Estações Elevatórias de Esgoto (EEE), que segundo a NBR 12.208/1992, é a instalação construída e equipada destinada ao transporte de esgoto do nível do poço de sucção das bombas ou de chegada até o nível de descarga na saída do recalque, acompanhando aproximadamente as variações da vazão afluyente (NBR 12.208/92).

O Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) do Município de Abdon Batista apresenta apenas uma estação elevatória. Esta bombeia todo o esgoto para o tratamento preliminar da ETE. Vale ressaltar que a EEE localiza-se próxima a área de ETE.

7.3.1 GRADEAMENTO

Gradeamento é o processo que retém possíveis materiais grosseiros em suspensão e corpos flutuantes. Será utilizado gradeamento equipado com cestas metálicas para a remoção manual, facilitando assim a operação significativamente.

De acordo com a NBR 12.208/92 para o dimensionamento desta unidade deverão ser observados os seguintes critérios:

- ✓ Velocidade máxima através da grade de 1,20 m/s;



- ✓ Inclinação em relação a horizontal para limpeza mecânica de 60° a 90°;
- ✓ Perda de carga mínima a ser considerada para limpeza mecânica de 0,10 mm.

7.3.2 POÇO DE SUCÇÃO

O poço de sucção de uma elevatória de esgoto é uma estrutura de transição que recebe as contribuições dos esgotos afluentes e as coloca à disposição das unidades de recalque.

Visando simplificar a construção e um menor custo de operação, recomenda-se que o poço seja projetado com uma profundidade mínima necessária, embora esta esteja condicionada pelos condutos afluentes à elevatória.

Para se ter um funcionamento adequado dos conjuntos elevatórios, o volume requerido do poço de sucção dependerá fundamentalmente do número de bombas existentes, do número de partidas e da seqüência operacional dos mesmos.

Para o dimensionamento dos poços de sucção se faz necessário adotar algumas especificações da NBR 12.214 (1992) relatadas a seguir:

- ✓ A submersão mínima da secção de entrada da tubulação deve ser maior que 2,5 vezes o diâmetro e nunca inferior a 0,50 m;
- ✓ Devem ser evitadas zonas mortas do escoamento e formação de vórtice mediante configurações geométricas apropriadas do poço de sucção e, se necessário, utilizando dispositivos antivórtices;
- ✓ O escoamento na entrada do poço deve ser regular, sem deslocamento e zonas de velocidades elevadas. A velocidade de aproximação da água na secção de entrada da câmara de sucção não deve exceder 0,60 m/s;
- ✓ Deve haver ainda completa independência das tomadas de sucção sem interferência entre elas, observando sempre as recomendações estipuladas pelo fabricante das bombas.

O poço de sucção adotado utilizará bombas de rotação constante, por apresentarem custos de aquisição e operação menores do que as bombas de rotação variável. Os principais fatores considerados no seu dimensionamento estão relacionados a seguir:

- ✓ Aspectos hidráulicos relacionados à prevenção da formação de vórtice;
- ✓ Seleção, projeto e posicionamento das bombas, tubulações e válvulas;



- ✓ Volume de reserva para absorver eventuais paradas de bombeamento e para absorver incrementos de vazões nas horas de pico;
- ✓ Relação entre a vazão afluyente e a capacidade das bombas, bem como o número de partidas por hora para qual o motor da bomba e o equipamento elétrico foram dimensionados;
- ✓ Menor volume possível para que o tempo de detenção do esgoto não seja excessivo, evitando-se a septicidade desse esgoto.

Segundo a NBR 12.208, o volume útil do poço de sucção é o volume compreendido entre os níveis máximo e mínimo de operação das bombas. Já o volume efetivo do poço de sucção compreende o volume entre o fundo do poço e o nível médio de operação das bombas. Sendo assim, o volume útil e volume efetivo do poço de sucção estão basicamente condicionados aos dois últimos fatores acima relacionados, onde o volume efetivo é utilizado para o cálculo do tempo de detenção de esgoto.

O volume útil é determinado em função do tempo de ciclo e da vazão de bombeamento. Segundo TSUTIYA (2000), o parâmetro tempo de ciclo é de fundamental importância, pois durante a partida do motor da bomba é gerada uma determinada quantidade de calor. Essa energia liberada em cada partida deverá ser dissipada, sendo que um número excessivo de partidas poderá levar o motor a um super aquecimento. A dissipação dessa energia é feita através de um intervalo de tempo adequado entre partidas sucessivas do motor da bomba. Devido à importância desse parâmetro no dimensionamento do poço de sucção, serão adotados valores recomendados pelo fabricante das bombas selecionadas.

A estrutura do poço será em concreto armado e cada poço terá uma passagem para manutenção através de tampa de inspeção. O sistema para remoção dos sólidos será realizado por cestos localizado no poço de entrada do esgoto. A área do terreno da elevatória será devidamente cercada e iluminada.

7.3.3 CONJUNTO MOTO-BOMBA

As exigências e o número dos conjuntos moto-bomba foram determinadas conforme a vazão máxima do final do plano.

Geralmente, as estações possuem uma bomba de reserva, além do número de bombas necessário para atender a demanda. Por serem moto-bombas de rotação constante, recomenda-se que sejam iguais.

Por apresentar vazões baixas será previsto uma bomba que atenda a vazão final. Será instalada uma segunda bomba de reserva.

7.3.4 LINHAS DE RECALQUE

As linhas de recalque fazem parte do sistema de bombeamento de uma estação elevatória. Assim como o traçado da rede coletora, o dimensionamento das linhas de recalque depende da topografia do local, da vazão a ser transportada e do ponto a que se pretende esgotar o fluído.

Tabela 7.3 – Bacia de Esgotamento e sua respectiva estação elevatória e linhas de recalque

Estação Elevatória de Esgoto	Linha de Recalque	Extensão (m)	Cota Fundo (m)	Cota de chegada (m)	Altura Geométrica (m)
EEE	LIR	194,5	469,09	484,78	16,19

7.3.4.1 Potência do Conjunto Moto-bomba

A potência instalada de um conjunto moto-bomba está diretamente ligada à altura manométrica do sistema, incluindo o desnível geométrico e a perda de carga, sendo que, esta última, depende do diâmetro e comprimento da tubulação.

A escolha da potência realmente instalada foi determinada no item 8.2.3 a partir do cálculo hidráulico das linhas de recalque.

7.4 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

Neste capítulo serão apresentadas as unidades componentes da Estação de Tratamento de Esgoto prevista para o tratamento dos efluentes domésticos provenientes da população residente da área urbana do município de Abdon Batista.

7.4.1 TRATAMENTO PRELIMINAR

O tratamento preliminar objetiva apenas a remoção dos sólidos grosseiros e de areia, por meio de mecanismos físicos, para a proteção das bombas, tubulações e das unidades de tratamento subseqüentes.



O tratamento preliminar não possuirá unidade de gradeamento, pois o esgoto afluente à ETE passa por gradeamento na estação elevatória, exatamente antes de entrar na estação de tratamento de esgoto.

A primeira etapa no tratamento preliminar será constituída de uma caixa de areia, onde será retido a areia proveniente da rede coletora de esgotos, e também de outros materiais de granulometria pequena e densidade superior a da água. O mecanismo de remoção da areia é o de sedimentação: os grãos de areia, devido às suas maiores dimensões e densidade, vão para o fundo do tanque, enquanto a matéria orgânica, de sedimentação bem mais lenta, permanece em suspensão, seguindo para as unidades seguintes.

O tratamento preliminar possuirá uma calha Parshall, que é uma unidade acessória e que serve para medição da vazão do esgoto que afluí na estação de tratamento. A medição da vazão na calha Parshall é efetuada por conferência visual do nível do líquido em relação a uma régua graduada existente na própria calha.

7.4.2 REATOR ANAERÓBIO – UASB

Há diversas variantes de reatores anaeróbios. Neste item será descrito apenas o reator anaeróbio de fluxo ascendente e manta de lodo UASB, sendo também freqüentemente denominado RAFA.

O UASB tem como grande vantagem, não precisar de decantação primária. Sendo um tratamento anaeróbio, o UASB possui vantagens como baixa produção de sólidos, cerca de 5 a 10 vezes inferior à que ocorre nos processos aeróbios, baixa demanda de área e baixo consumo de energia, usualmente associado a uma elevatória de chegada. Por outro lado, possui as comuns desvantagens de processos anaeróbios, como a possibilidade de geração de maus odores, o baixo consumo de nutrientes e o tempo elevado para a partida do processo [CHERNICHARO, 1997].

No reator UASB, o biogás pode ser capturado, podendo ser aproveitado para produção de energia elétrica, calor, vapor, ou mesmo ser queimado em um queimador simples. A combustão (produtiva ou não) do biogás tem duas vantagens importantes: elimina a possibilidade da emissão de odores, que são um dos maiores problemas de sistemas convencionais de lagoas de estabilização e protege o meio ambiente, uma vez que o gás metano contribui 20 vezes mais para o efeito estufa que o CO₂, produto resultante da queima do metano [CHERNICHARO, 2001].



Um reator tipo UASB, como os demais reatores anaeróbios, dificilmente produz efluente que atenda aos padrões estabelecidos pela legislação ambiental brasileira, sendo assim é necessário prever um pós-tratamento como forma de adequar o efluente.

7.4.3 LAGOA AERADA FACULTATIVA

As lagoas aeradas facultativas são de fácil construção, operação e manutenção e apresentam possibilidades de maus odores reduzidas. Necessitam de grandes áreas e remoção periódica do lodo, apresentando uma baixa eficiência na remoção de coliformes e elevada necessidade de energia.

A lagoa aerada facultativa promove a depuração da matéria orgânica remanescente do reator UASB, através da ação de microrganismos aeróbios e facultativos. O ambiente será aeróbio devido à utilização de aeradores superficiais que são calculados para manter o requerimento de oxigênio necessário para as conversões bacterianas.

A lagoa é denominada facultativa pelo fato do nível de energia introduzida pelos aeradores ser suficiente apenas para a oxigenação, mas não para manter os sólidos (bactérias e sólidos em suspensão do esgoto afluente) dispersos na massa líquida. Desta forma, os sólidos tendem a sedimentar e constituir a camada de lodo de fundo, a ser decomposta anaerobicamente. Apenas a DBO solúvel e a DBO representada pelos sólidos de menores dimensões permanecerão na massa líquida, vindo a sofrer decomposição aeróbia.

Os aeradores mecânicos utilizados são de eixo vertical com alta rotação, propiciando um turbilhonamento da massa líquida, onde ocorre a penetração do oxigênio atmosférico.

Devido à aeração, existe uma grande formação de lodo de fundo que deve ser monitorada constantemente por meio de batimetria, sendo logo em seguida, removido do sistema quando atingir a metade da altura útil da lagoa, por meio de sucção onde será conduzido a uma estação de tratamento de lodo via serviço “limpa fossa”.

As laterais e o fundo da lagoa serão impermeabilizados utilizando-se manta de PEAD, soldada “*in loco*”. A lagoa será executada em um terreno com baixa declividade, onde será necessário realizar escavação no terreno para construção da mesma. A inclinação do talude será de 54° e devido a estabilidade do solo no local de instalação da ETE, não haverá necessidade de implantar qualquer processo de contenção.



A lagoa aerada facultativa será dimensionada considerando-se as características do efluente do reator UASB, situado a montante.

7.4.4 SISTEMA DE DESINFECÇÃO

A desinfecção de esgotos tem como objetivo principal a destruição dos patogênicos entéricos, que podem estar presentes no efluente tratado.

Os organismos patogênicos de maior preocupação, quando o homem é exposto à ambientes contaminados com esgotos, são as bactérias e os vírus entéricos, além dos parasitas intestinais.

No Brasil são geralmente utilizados os parâmetros microbiológicos de identificação e quantificação de organismos indicadores de contaminação para o dimensionamento de sistemas de desinfecção de esgotos. Como organismos indicadores de contaminação, são geralmente empregados os coliformes totais, fecais e estreptococos fecais.

A desinfecção é usualmente conseguida através do uso dos seguintes agentes e meios: agentes químicos; agentes físicos; meios mecânicos e radiação.

Segundo METCALF & EDDY (1991), existem quatro mecanismos para explicar a ação dos desinfetantes: a danificação da parede celular; a alteração da permeabilidade da célula, a alteração da natureza coloidal do protoplasma e a inibição da atividade enzimática. METCALF & EDDY (1991) relatam que devem ser consideradas os seguintes fatores para se alcançar uma desinfecção efetiva:

- ✓ Tempo de contato;
- ✓ Concentração e tipo do agente químico;
- ✓ Intensidade e natureza do agente físico;
- ✓ Temperatura;
- ✓ Número e tipo de organismos e;
- ✓ Natureza do líquido.

Em virtude do processo de desinfecção por lagoa de maturação necessitar de uma grande área para a sua implantação e das alternativas de desinfecção por ultravioleta e ozônio serem muito onerosos tanto em relação aos equipamentos quanto a manutenção, o método previsto para a desinfecção do efluente após tratamento será cloração.



Quando o cloro gasoso, ou uma das formas de hipoclorito, é adicionado a uma água contendo quantidades desprezíveis de nitrogênio, matéria orgânica e outras substâncias que demandam cloro, estabelece-se, rapidamente, um equilíbrio entre as várias espécies químicas em solução. O cloro atua como um agente oxidante poderoso e freqüentemente se dissipa no meio.

O hipoclorito de cálcio é a forma mais comum do cloro no estado sólido, que também é encontrada no estado líquido e gasoso. Devido ao perigo associado ao transporte, armazenamento e manipulação do cloro gasoso, o uso de soluções de hipoclorito aumentou, mesmo tendo um custo mais elevado, uma maior degradação no armazenamento e poder gerar maiores dificuldades na alimentação do sistema.

Será utilizado na desinfecção o cloro em forma de pastilhas – hipoclorito de cálcio 65%. O efluente passará por um canal onde entra em contato com as pastilhas de cloro, indo posteriormente para um tanque de contato equipado com chicanas. O efluente permanecerá neste tanque por um tempo determinado, suficiente para a ação do desinfetante.

7.4.5 DESIDRATAÇÃO DO LODO

O gerenciamento do lodo gerado nas unidades de tratamento de esgotos apresenta duas etapas: a desidratação ou desaguamento e a disposição final. O desaguamento ou desidratação é responsável pela remoção da umidade e redução do volume com a produção de lodo de comportamento mecânico próximo ao dos sólidos. Esta separação pode ser realizada de maneira mecânica ou natural sendo importante na redução de custos com transporte e destino final. Já a disposição final refere-se à destinação adequada do lodo desidratado, seja por aplicação em jardinagem, na produção cerâmica ou deposição em aterro sanitário.

Para o processo de desidratação do lodo, adotou-se para este projeto, o sistema por leito de secagem. Este tipo de processo é indicado para comunidades de pequeno e médio porte, com ETE's que tratam efluentes de população equivalente até cerca de 20.000 habitantes.

O sistema caracteriza-se por um tanque, geralmente retangular, com paredes de alvenaria ou concreto e fundo de concreto. No interior de tanque são incluídos os seguintes dispositivos para possibilitar a drenagem da água presente no lodo:



- ✓ Soleira drenante: Permite que o líquido presente no lodo percole por camadas sucessivas de areia e pedregulho com diferentes granulometria;
- ✓ Camada suporte: Composta de tijolos recozidos ou outros elementos de material resistente a operação de remoção do lodo seco. Esta camada suporte é assentada com areia grossa, para uma melhor distribuição do lodo e impedir sua colmatação (Entupimento dos poros).
- ✓ Sistema de drenagem: Constituído de tubos com juntas abertas ou perfurados com diâmetro mínimo de 100 mm, colocados no fundo do tanque, e que recolhem todo o líquido percolado. O fundo do leito de secagem deve ser plano e impermeável, com inclinação mínima de 1% no sentido do coletor principal de escoamento do líquido filtrado.

Os leitos podem ser instalados ao ar livre ou cobertos para a proteção contra a influência de chuvas e geadas. A secagem é realizada em batelada com rodízio de vários leitos de secagem. Quando levado a leitos de secagem para desidratação, o lodo pode flotar devido à diferença de peso específico do lodo digerido e da água. Sendo assim, durante grande parte do período de desidratação, a água percola com facilidade no leito filtrante, até que o lodo deposite e se transforme numa massa densa e pastosa. A partir daí, a percolação é praticamente interrompida e a secagem é realizada por evaporação natural da água.

A secagem natural do lodo pode promover, em determinadas situações, uma remoção considerável de organismos patogênicos, devido à exposição prolongada do material ao sol, que eleva a temperatura do lodo.

Após atingir teores de sólidos em torno de 30%, o lodo deve ser retirado do leito de secagem tão rápido quanto possível, para não dificultar sua remoção posterior. Além disso, a permanência prolongada do lodo nos leitos promove o crescimento de vegetação que atrapalha de forma considerável sua retirada.

A torta de lodo resultante classifica-se, segundo a NBR10004/2004 na classe IIA (Resíduos Não-Perigosos e Não Inertes) e deverá ser disposto em aterro sanitário.



8 MEMORIAL DE CÁLCULO

8.1 REDE COLETORA PÚBLICA DE ESGOTO

A rede coletora pública de esgoto do município de Abdon Batista foi dimensionada com base na NBR 9.649/86, que fixa as condições exigíveis na elaboração de projeto hidráulico-sanitário de redes coletoras de esgoto (funcionando em lâmina livre).

Para o dimensionamento da rede coletora pública de esgoto da bacia de esgotamento do município, adotou-se o software SANCAD, que constitui-se em um aplicativo para o projeto e dimensionamento de rede coletoras de esgotos sanitários baseado na norma brasileira NBR 9.649/86, no qual é utilizado em conjunto com o software gráfico AutoCAD.

8.1.1 FUNDAMENTOS DO PROCESSO DE CÁLCULO DA REDE COLETORA DE ESGOTO

Uma rede coletora de esgoto é um conjunto complexo de condutos interligados entre si nos nós da rede, cobrindo as ruas da localidade a que serve, podendo ser uma canalização única por rua (as chamadas redes simples) ou mais de uma por rua (rede dupla, uma em cada calçada), onde em cada nó, ou ponto de singularidade é projetado um órgão acessório, como um poço de visita ou um poço de limpeza nas cabeceiras (início da rede).

Com base no comprimento total da rede, a população a ser esgotada em início e fim de plano (saturação) e os parâmetros de consumo de água, como per capita, coeficiente diário K_1 e horário K_2 , o coeficiente de retorno e de infiltração, determina-se a vazão de coleta linear, em l/s.m, assumida uniforme ao longo de cada trecho. As vazões calculadas nos trechos propagam-se das cabeceiras para as pontas, até atingir seu maior valor no trecho mais próximo ao ponto final da rede.

Desta forma, com as vazões de início e fim de plano para cada trecho calcula-se o diâmetro, a declividade e os demais parâmetros de escoamento.

Vale ressaltar, que o esgoto sanitário, além das substâncias orgânicas e minerais dissolvidas, leva também substâncias coloidais e sólidas de maior dimensão, em mistura que pode formar depósitos nas paredes e no fundo dos condutos, o que não é conveniente para o seu funcionamento hidráulico.



Assim, no dimensionamento hidráulico deve-se prover condições satisfatórias de fluxo que, simultaneamente, devem atender aos seguintes quesitos:

- ✓ transportar as vazões esperadas, máximas (caso das vazões de fim de plano Q_f), e mínima (que são as de início de plano Q_i);
- ✓ promover o arraste de sedimentos, garantindo a autolimpeza dos condutos (A NBR 9.649/86 recomenda o valor mínimo da tensão trativa (σ) igual 1,0 Pa);
- ✓ evitar as condições que favorecem a formação de sulfetos HS⁻ e a formação e desprendimento de gás sulfídrico.

Desta forma, o dimensionamento hidráulico consiste em determinar o diâmetro e a declividade longitudinal do conduto, tais que satisfaçam essas condições.

Destaca-se que outras condições que comparecem no dimensionamento hidráulico decorrem de vazões instantâneas devidas as descargas de bacias sanitárias, muitas vezes simultâneas, são elas:

- ✓ máxima altura de lâmina d' água para garantia do escoamento livre, fixada pela NBR 9.649/86 em 75% do diâmetro, para redes coletoras;
- ✓ mínima vazão a considerar nos cálculos hidráulicos, fixada em 1,5 l/s.

A NBR 9.649/86, admite o diâmetro de 100mm (DN 100) como mínimo a ser utilizado em redes coletoras de esgoto sanitário, entretanto por segurança será adotado o diâmetro mínimo igual a 150mm (DN 150).

Para o cálculo do diâmetro adotou-se a equação de Manning com $n=0,013$, a fim de satisfazer a máxima vazão esperada (Q_f) que atende o limite de $y=0,75d_o$ (d_o =Diâmetro interno). A expressão para se determinar esse diâmetro é a seguinte:

$$d_o = 0,0463 \cdot \frac{Q_f}{I_o^{\frac{3}{8}}}$$

Onde: d_o = diâmetro (m);
 Q_f = Máxima vazão esperada – Saturação (m³/s);
 I_o = declividade adotada (m/m).

Nessa expressão deve-se entrar com a vazão em (m³/s), resultando o diâmetro em (m), ajustado para o diâmetro comercial (DN) mais próximo.

Já a determinação da declividade está vinculada a dois conceitos: a autolimpeza e a economicidade do investimento, direta e fortemente ligada às profundidades de assentamento dos condutos. Esses conceitos definem duas declividades:

- ✓ a declividade mínima: que deve garantir o deslocamento e o transporte dos sedimentos usualmente encontrados no fluxo do esgoto, provendo a auto limpeza dos condutos, em condições de vazões máximas de um dia qualquer, no início do plano (Q_i);
- ✓ a declividade econômica: que deve evitar o aprofundamento desnecessário dos coletores, fixando a profundidade mínima admitida no projeto, na extremidade de jusante do trecho considerado; a profundidade da extremidade de montante já é pré-determinada pelas suas condições específicas, ou seja, pode ser um início de coletor e, portanto, tem profundidade mínima, ou sua profundidade já estaria fixada pelos trechos afluentes já calculados.

Do confronto entre ambas as declividades, adota-se a maior delas.

No que diz respeito à autolimpeza dos condutos, a NBR 9.649/86 adota o critério da tensão trativa, na qual é definida como a força tangencial unitária aplicada às paredes do coletor pelo líquido em escoamento, conforme equação demonstrada a seguir:

$$\sigma = \gamma \cdot R_H \cdot I_o$$

Onde: σ - tensão trativa (Pa);
 γ - peso específico do líquido (N/m³ - água a 20°C);
 R_H - raio hidráulico;
 I_o - declividade adotada (m/m).

Conforme recomendações da NBR 9.649/86 foi adotado o valor mínimo para a tensão trativa (σ) igual a 1,0 Pa, adequado para garantir o arraste de partículas de até 1,0 mm. Foi adotado o valor para o coeficiente de Manning igual a 0,013, independente do material do tubo, em razão das múltiplas singularidades ocorrentes na rede coletora.

Dessa forma, a fim de garantir uma declividade mínima que satisfaça essa condição, foi adotado, de acordo com Tsutiya (1999) a expressão aproximada, com o coeficiente de Manning $n=0,0013$, a seguir:



$$I_{\min} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47}$$

Onde: I_{\min} = Declividade mínima (m/m)
 Q_i = vazão de jusante do trecho no início do plano (l/s)

A NBR 9.649/86 mantém ainda a prescrição de uma declividade máxima admissível para a qual se tenha a velocidade final $V_f=5,0$ m/s, a qual pode ser calculada pela expressão aproximada, com coeficiente de Manning $n=0,0013$, a seguir:

$$I_{\max} = 4,65 \cdot Q_f^{-0,67}$$

Onde: I_{\max} = Declividade máxima (m/m)
 Q_f = vazão de jusante do trecho no final do plano (l/s)

Segundo TSUTYA (1999), no caso de escoamento de esgoto, o conhecimento da mistura água-ar é de grande importância, principalmente quando a tubulação é projetada com grande declividade, pois nessa condição, o grau de entrada de bolhas de ar no escoamento poderá ser bastante elevado, ocasionando o aumento da altura da lâmina d' água.

Dessa forma, a fim de verificar se a tubulação projetada ainda continua funcionando como um conduto livre adotou-se as recomendações da NBR 9.649/86, na qual prescreve que: “quando a velocidade final V_f é superior a velocidade crítica V_c , a maior lâmina admissível deve ser de 50% do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho.

A velocidade crítica é definida por”:

$$V_C = 6 \cdot g \cdot R_H^{\frac{1}{2}}$$

Onde: g - aceleração da gravidade (m²/s);
 R_H - raio hidráulico.

Para o controle de remanso nas saídas dos PV's e TIL's, onde há aumento do diâmetro da tubulação, isto é, o diâmetro do coletor jusante é maior que o de montante, coincidiu-se a geratriz superior dos tubos. Para os PV's que possuem mais de um coletor



afluente, o nível de água de jusante coincidiu com o nível de água mais baixo dentre aqueles de montante.

8.1.2 CÁLCULO DAS VAZÕES TOTAIS

Segundo TSUTIYA (1999), para o dimensionamento da rede coletora pública de esgoto, são necessárias as vazões máximas de final de plano, que define a capacidade que deve atender o coletor, e a vazão máxima horária de um dia qualquer (não inclui K_1 , porque não se refere ao dia de maior contribuição) do início do plano, que é utilizado para se verificar as condições de autolimpeza do coletor, que deve ocorrer pelo menos uma vez ao dia.

Conforme a NBR 9.649 as vazões nas redes de esgoto podem ser dimensionadas por meio dos seguintes critérios:

- ✓ Inexistindo medições de vazão utilizáveis de projeto;
- ✓ Existindo hidrogramas utilizáveis no projeto.

Sendo assim, na inexistência de dados locais oriundos de pesquisas com a medição das vazões utilizáveis de projeto, adotou-se o método tradicional para a determinação das vazões na rede de esgoto, onde segundo TSUTIYA (1999), vem sendo adotado para determinar vazões, na grande maioria dos projetos, pela sua simplicidade e, principalmente, pela deficiência de dados que permitam a determinação por outros processos.

Neste método o dimensionamento da rede coletora de esgotos deveram ser consideradas as seguintes vazões:

- ✓ Para o início de plano: $Q_i = K_2 \cdot Q_{d.i} + Q_{inf.i} + \sum Q_{ci}$ (não inclui K_1 , pois não se refere especificamente ao dia de maior contribuição);
- ✓ Para o final de plano: $Q_f = K_1 \cdot K_2 \cdot Q_{d.f} + Q_{inf.f} + \sum Q_{cf}$ (com $Q_{d.f}$ igual a vazão média de saturação).

Onde: Q_i ; Q_f = vazão máxima inicial e final, l/s;
 K_1 = coeficiente de máxima vazão diária;
 K_2 = coeficiente de máxima vazão horária;
 $Q_{d.i}$; $Q_{d.f}$ = vazão média inicial e final de esgoto doméstico, l/s
 $Q_{inf.i}$; $Q_{inf.f}$ = vazão de infiltração inicial e final, l/s
 Q_{ci} ; Q_{cf} = vazão concentrada ou singular inicial e final, l/s

A contribuição singular ou vazão concentradas são provenientes de indústrias, hospitais, escolas, edifícios, etc.

A contribuição de esgoto doméstico (Q_d) é aquela parcela vinculada à população servida, cuja contribuição média inicial de esgoto doméstico ($Q_{d,i}$) pode ser calculada pela expressão a seguir:

$$Q_{d,i} = \frac{C \cdot P_i \cdot q_i}{86400}$$

E a vazão média final de esgoto doméstico ($Q_{d,f}$) pode ser calculada pela expressão a seguir:

$$Q_{d,f} = \frac{C \cdot P_f \cdot q_f}{86400}$$

Onde: C = coeficiente de retorno;
P_i ; P_f = população inicial e final, hab;
Q_i ; q_f = consumo de água efetivo per capita inicial e final, l/hab.dia.

8.1.3 DETERMINAÇÃO DAS TAXAS DE CONTRIBUIÇÃO LINEAR PARA O CÁLCULO DAS REDES COLETORAS DE ESGOTO

Para determinar as taxas de contribuição linear (l/s.m) para o cálculo das redes de esgoto, definiu-se a taxa para a bacia de esgotamento, tendo como base a vazão máxima de final de plano (População de Saturação) e a vazão de início de plano (2009).

Neste caso há redes simples e redes duplas na mesma bacia de esgotamento, então as taxas de contribuição linear foram calculadas de acordo com a metodologia a seguir:

- ✓ Cálculo do comprimento virtual da rede para a bacia de esgotamento

$$L_{vi,f} = L_{si,f} + \frac{L_{di,f}}{2}$$

Onde: L_{vi,f} = comprimento da rede de esgoto inicial e final (m);
L_{si,f} = comprimento da rede simples inicial ou final (m);
L_{di,f} = comprimento da rede dupla inicial ou final (m).

- ✓ Taxa de contribuição linear para rede simples

- início do plano – T_{xis} (l/s.m)

$$T_{xis} = \frac{K_2 \cdot Q_{d,i}}{L_{vi}} + T_{inf}$$

- final do plano – T_{xfs} (l/s.m)

$$T_{xis} = \frac{K_1 K_2 \cdot Q_{d,f}}{L_{vf}} + T_{inf}$$

✓ Taxa de contribuição linear para rede dupla

- início do plano – T_{xid} (l/s.m)

$$T_{xid} = \frac{K_2 \cdot Q_{d,i}}{2 \cdot L_{vi}} + T_{inf}$$

- final do plano – T_{xfs} (l/s.m)

$$T_{xis} = \frac{K_1 K_2 \cdot Q_{d,f}}{2 \cdot L_{vf}} + T_{inf}$$

Será considerada uma taxa de infiltração linear uniforme para o início e final de plano no valor de 0,0001 l/s.m de rede de esgoto.

Destaca-se, que se optou pela implantação de redes coletoras duplas nas principais vias de acesso do município, conforme traçado de rede apresentado nas plantas SES-RED-RED-0010 à 0070. Já a locação da rede coletora se deu no eixo do leito carroçável, excetuando-se as redes duplas (locadas no terço verdadeiro) e os coletores a montante das travessias.

Desta forma, seguindo a metodologia apresentada, chegou-se as seguintes taxas de contribuição linear para a bacia de esgotamento, ver Tabela 8.1 a seguir:

Tabela 8.1- Cálculo das taxas de contribuição linear de esgoto

Bacia de Esgotamento	População de Projeto (hab)		Comprimento rede coletora (m)				Taxa de contribuição linear (l/s.m)	
	Início	Final	Simples	Dupla	Coletor tronco	Virtual	Início de Plano	Final de Plano
BACIA	986	1527	4740	4518	785	6999	0,00027	0,00116

8.1.4 PROCEDIMENTO PARA DIMENSIONAMENTO DO CONDUTO

O dimensionamento de um trecho de coletor consiste em se determinar os valores do diâmetro e da declividade a partir das vazões Q_i e Q_f calculadas, conforme demonstrado anteriormente. A seguir é demonstrada a seqüência de cálculos adotada pelo SANCAD para o dimensionamento da rede coletora de esgoto das bacias de esgotamento.



- ✓ geometricamente calcula-se a declividade econômica ($I_{o,ec}$) que traduz o menor volume de escavação, fazendo com que a profundidade do coletor jusante seja igual à profundidade mínima (h_{min}) adotada. A profundidade do coletor já é determinada em razão das condições de montante (início de coletor ou profundidade de jusante de trecho anterior);
- ✓ calcula-se a declividade mínima ($I_{o\ min}$) com $\sigma=1,0$ Pa para Q_i ;
- ✓ das duas ($I_{o,ec}$ e $I_{o\ min}$), adota-se a de maior valor e tem-se I_o ;
- ✓ com I_o e Q_f calcula-se o diâmetro (d_o) utilizando-se a equação derivada da equação de Manning com $n=0,013$ e $y/d_o=0,75$ (enchimento máximo da seção transversal do coletor).

O diâmetro adotado é ajustado para o diâmetro comercial (DN) mais próximo.

Por fim realizou-se a verificação final, determinando as lâminas líquidas inicial e final (y/d_o), as velocidades inicial e final (V_i e V_f), a tensão trativa (σ) para as condições iniciais (RH_i) e a velocidade crítica (V_c) para o final de plano (utilizando RH_f).

A planilha de cálculos com o dimensionamento das redes coletoras de esgoto da bacia de esgotamento encontra-se no anexo 4, estando de acordo com o traçado dos respectivos desenhos.

8.2 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA E LINHAS DE RECALQUE

A locação da estação elevatória foi escolhida a partir da topografia da bacia, permitindo a coleta de todos os esgotos domésticos, e procurando baixo risco de inundação.

Levando em consideração que a estação elevatória situa-se na área urbana, pode ser adotado que há disponibilidade de fornecimento de energia elétrica e água.

8.2.1 GRADEAMENTO

O cálculo para determinação do gradeamento tem como ponto de partida a adoção do espaçamento entre barras e espessura das barras. Outro parâmetro adotado é a velocidade máxima do efluente entre as barras, no valor de 0,80 m/s, que conforme a NBR 12.208/92 não deve ser superior a 1,20 m/s, também será adotado um ângulo de inclinação das barras com a horizontal de 60° e a limpeza das mesmas será feita manualmente.



Os cálculos a seguir apresentam a seqüência para determinação do gradeamento.

a) Eficiência da grade:

$$E = \frac{e}{e + t} \cdot 100$$

onde:

E = Eficiência da grade (%)

e = Espaçamento entre as barras (mm)

t = Espessura das barras (mm)

b) Área útil necessária para o escoamento:

$$A_u = \frac{Q}{V_m}$$

onde:

A_u = Área útil (m²)

Q = Vazão afluente (m³)

V_m = Velocidade máxima (m/s)

c) Área total (incluindo as barras):

$$A_T = \frac{A_u}{E}$$

onde:

A_T = Área total (m²)

A_u = Área útil (m²)

E = Eficiência da grade (%)

d) Altura da lâmina d'água:

$$h = \frac{A_T}{B}$$

onde:

h = Altura da lâmina d'água (m²)

A_T = Área total (m²)

B = Largura da grade (m)

e) Velocidade na seção entre as barras:



$$V_s = \frac{Q}{A_T}$$

V_s = Velocidade na seção entre as barras (m/s)

Q = Vazão na grade (m³/s)

A_T = Área total (m²)

f) Perda de carga

Para grade limpa

$$h_f = 1,43 \cdot \frac{v - v_s^2}{2 \cdot g}$$

Para grade suja

$$h_f = 1,43 \cdot \frac{v - v_s^2 - v_s^2}{2 \cdot g}$$

onde:

h_f = Perda de carga na grade (m)

v = Velocidade máxima adotada (m/s)

v_s = Velocidade na seção (m/s)

g = Aceleração da gravidade (m/s²)

g) Quantidade de material retido

$$Q_{mr} = C_{mat} \cdot Q$$

onde:

Q_{mr} = Quantidade de material retido (kg/dia)

C_{mat} = Coeficiente de retenção (kg/m³)

Q = Vazão na grade (m³/s)

Para o espaçamento entre as barras foi adotado 25,4 mm.

A Tabela 8.2 apresenta os resultados obtidos para o gradeamento da elevatória do sistema, considerando a vazão máxima horária para o fim de plano.

Tabela 8.2 – Dados do dimensionamento do gradeamento da elevatória

Estação elevatória	Espaçamento das Barras (mm)	Vel. Seção (m/s)	Perda Limpa (m)	Perda Suja (m)	Material Retido (l/dia)
EEE	25,40	0,71	0,010	0,150	0,22

8.2.2 POÇO DE SUCÇÃO

O volume útil do poço de sucção é determinado considerando-se o tempo de ciclo, que é o intervalo de tempo entre partidas sucessivas do motor da bomba, e vazão de bombeamento.

O tempo de ciclo (T) é composto por duas parcelas:

- ✓ t_p – tempo necessário para encher o poço do nível 0 ao nível 1;
- ✓ t_{op} – tempo necessário para esvaziar o poço desde o nível 1 até o nível 2.

Com base nas vazões apresentadas na Tabela 8.3 e adotando um tempo de ciclo mínimo de 10 minutos, efetuou-se o dimensionamento do poço de sucção da estação elevatória.

Tabela 8.3 – Dados das estação elevatória

Estação elevatória	Condições Atuais (2011)		Condições Futuras (2036)		Vazão de bombeamento (l/s)
	Vazão mínima (l/s)	Vazão máxima (l/s)	Vazão mínima (l/s)	Vazão máxima (l/s)	
EEE	0,58	3,08	0,92	4,31	5,555

O volume do poço pode ser calculado pela equação abaixo, onde Q é a vazão máxima horária no final do plano, em m³/s e T é o tempo de ciclo em segundo:

$$T = \frac{4V}{Q}$$

Portanto, o volume mínimo em m³, é dado por:

$$V = \frac{QT}{4}$$



Fixando o valor da faixa de operação para a estação elevatória, determinou-se o diâmetro através da equação abaixo:

$$D = \frac{4 \cdot A}{\pi} = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}$$

Uma vez definido o diâmetro será necessário efetuar a correção do volume em função da área. Portanto, o volume corrigido projetado é calculado por:

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h$$

Para a determinação da altura mínima de submergência no poço de sucção das bombas, deve ser levado em consideração que esse parâmetro é de fundamental importância, pois influi nos custos de construção da elevatória. Segundo a NBR 12.208/92 essa altura deve ser maior ou igual a 2,5 vezes o diâmetro e sempre maior ou igual a 0,5 metros.

A adoção de valores maiores resulta em segurança no que tange a formação de vórtice, porém encarece o custo das obras civis da elevatória.

O volume adicional em função da submergência é levado em consideração no cálculo do volume efetivo, permitindo a verificação do tempo de detenção do esgoto.

Somando o volume correspondente à altura de submergência com o volume referente ao nível médio de operação das bombas (igual ao meio volume útil), chega-se ao volume efetivo.

$$V_{\text{efetivo}} = V_{\text{útil}} + V_{\text{submergencia}}$$

Para esse volume foi verificado o tempo de detenção média, que segundo a NBR 12.208/92 deve ser inferior a 30 minutos.

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

Onde:

TDH = Tempo de detenção hidráulica

Q = Vazão mínima no início do projeto

V = Volume de detenção no poço

A Tabela 8.4 apresenta as dimensões e o tempo de detenção hidráulica do poço de sucção.

Tabela 8.4 – Dimensões e tempo de detenção média do poço de sucção

Estação elevatória	Volume mínimo (m ³)	Faixa operacional (m)	Diâmetro adotado (m)	Volume útil (m ³)	Volume efetivo (m ³)	Tempo de detenção média (min) - ano 2010
EEE	0,83	0,60	1,5	1,06	1,72	24,87

A Tabela 8.5 apresenta as condições de funcionamento da bomba no início e final de plano.

Tabela 8.5 – Condições de funcionamento da bomba (Qmed)

Estação elevatória	Tempo de subida da (min.)		Tempo de descida (min.)		Tempo de ciclo (min.)	
	Início do plano	Final do Plano	Início do plano	Final do Plano	Início do plano	Final do Plano
EEE	15,31	9,61	4,01	4,75	19,32	14,36

O projeto arquitetônico encontra-se nas plantas SES-EEE-ARQ-0010 a SES-EEE-ARQ-0020.

8.2.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA LINHA DE RECALQUE

Após a determinação do diâmetro econômico foi calculado a hidráulica da linha de recalque, sua linha piezométrica e os locais de colocação de descargas e ventosas para a vazão final, sendo o caso mais desvantajoso apresentando maior perda de carga.

No caso do dimensionamento hidráulico das linhas de recalques foram consideradas as perdas localizadas, conforme:

$$h_f = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

A Tabela 8.6 apresenta os valores de K para as perdas decorrentes:

**Tabela 8.6 - Valores de perdas localizadas**

Peça	Valor para K
Curva 90°	0,40
Curva 45°	0,20
Curva 22,5°	0,10
Entrada em tubulação	0,50
Saída de canalização	1,00
Válvula de gaveta aberta	0,20
Válvula de retenção	2,50

Os resultados encontram-se no anexo 5.

8.2.4 CONJUNTO MOTO-BOMBA

As vazões determinadas para o dimensionamento do poço de sucção na Tabela 8.3 representam a base da escolha do conjunto moto-bomba para a estação elevatória.

Por apresentar vazões muito baixas, optou-se por uma bomba que atenda a vazão final. Neste caso foi previsto o funcionamento de uma única bomba e a instalação de uma segunda bomba de reserva.

A altura manométrica necessária foi determinada no item anterior, calculando a linha de recalque, fixando a pressão mínima disponível ao longo da sua extensão de 10 mca.

A Tabela 8.7 abaixo mostra os dados referentes ao conjunto moto-bomba a ser instalado na estação elevatória do município de Abdon Batista.

Tabela 8.7 – Dados referente ao conjunto moto-bomba

Estação elevatória	Número das Bombas (com 1 reserva)		Vazão de Bombeamento		Tipo do conjunto moto-bomba
	início	final	l/s	m ³ /h	
EEE	2	2	5,55	20,00	Submersível

8.2.5 INSTALAÇÕES ELÉTRICAS

As instalações elétricas existentes na estação elevatória de esgotos são aquelas referentes ao controle e operação da mesma, sendo compostas basicamente de:



- ✓ Painel elétrico dotado de horímetro para contagem das horas de funcionamento de cada conjunto moto-bomba, medidor de tensão elétrica, soft-start, e demais componentes necessários ao funcionamento das bombas.
- ✓ Sistema de Telemetria;
- ✓ Sistema de iluminação externa.

Salientamos que todas as informações e componentes elétricos deverão ser apresentados e estudados quando da elaboração do projeto elétrico, antes da contratação e execução da obra.

8.3 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

Para o cálculo das unidades da estação de tratamento de efluentes domésticos da área urbana do município de Abdon Batista, foram adotados valores para as características quantitativas físico-químicas do esgoto, tipicamente usados para esgotos sanitários predominantemente domésticos em estudos e projetos, segundo SPERLING (2005). Estas características são apresentadas na Tabela 8.8 em forma de contribuição per capita.

Tabela 8.8 – Características dos esgotos sanitários

Parâmetro	Contribuição per capita (g/hab.d)
DBO	50,00
DQO	100,00
Sólidos suspensos SS	60,00
Nitrogênio total	8,00
Fósforo	1,00

A partir disto, foram então utilizados nos cálculos os seguintes parâmetros apresentados na Tabela 8.9.

Tabela 8.9 – Parâmetros utilizados para os cálculos da ETE de Abdon Batista

Parâmetro	Valor
População final de plano	1.527 habitantes
Vazão média início de plano	2,19 L/s
Vazão máxima início de plano	3,14 L/s
Vazão média final de plano	2,84 L/s
Vazão máxima final de plano	4,31 L/s
DQO afluente	621,82 mg/L
DBO afluente	310,91 mg/L

Sólidos suspensos	373,09 mg/L
Temperatura do esgoto	16 °C

Através dos parâmetros apresentados acima, e com parâmetros específicos para cada unidade de tratamento, foi efetuado o dimensionamento das unidades de tratamento preliminar, reator anaeróbio (UASB), lagoas facultativas, desinfecção e leito de secagem de lodo.

8.3.1 TRATAMENTO PRELIMINAR

O pré-tratamento é constituído de um canal de chegada do esgoto bruto, seguido por um desarenador do tipo caixa de areia e um medidor de vazão calha Parshall.

A- CANAL DE CHEGADA

O canal de chegada terá forma retangular com uma largura de 0,20 metros e comprimento igual a 2,00 metros. Seu dimensionamento foi feito através do método dos parâmetros adimensionais (NETTO, 1998). Adotando-se uma largura de 0,20 metros e fixando a declividade em 1,00% chegou-se aos valores da velocidade de escoamento e altura da lâmina líquida, iguais a 0,59 m/s e 0,036 m respectivamente.

B- CAIXA DE AREIA

O desarenador será projetado segundo a norma NBR 12.209 (1992), para uma remoção de 95% da massa das partículas com diâmetro igual ou superior a 0,2 mm (densidade de 2,65). A vazão para dimensionamento é a vazão máxima afluyente à ETE.

Serão adotadas das caixas prismáticas retangulares em paralelo com remoção de areia por gravidade, sendo uma das unidades de reserva.

Para o dimensionamento será adotada taxa de escoamento superficial de 1.300 m³/m².d, segundo especificações da norma. Devido à pequena vazão afluyente à ETE, serão adotadas as dimensões mínimas recomendadas pela norma: profundidade de 0,20 m e largura de 0,30 m. A partir destes dados foram calculados a área superficial e o comprimento necessário para a remoção das partículas, encontrando-se valores de 0,29 m² e 0,96 m respectivamente. Será adotado um comprimento de 1,00 metro.

$$A_{\text{superficial}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{\text{TES}} = \frac{372,60 \text{ m}^3 \text{ d}}{1.300 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}} = 0,29 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{A_{\text{superficial}}}{B} = \frac{0,29 \text{ m}^2}{0,30 \text{ m}} = 0,96 \text{ m}$$



Onde:

$A_{\text{superficial}}$	– Área superficial (m^2);
Q_{max}	– Vazão máxima de final de plano (m^3/d);
TES	– Taxa de escoamento superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$);
L	– Comprimento da caixa de areia (m);
B	– Largura da caixa de areia (m).

Esta unidade não possui finalidade de tratar esgotos, mas é uma unidade acessória que serve para medição da vazão do esgoto afluente à estação de tratamento. A vazão será medida através de uma unidade Calha Parshall, que consiste em uma seção convergente, uma seção estrangulada e uma seção divergente. A medição é realizada através da leitura do nível do líquido em uma régua graduada existente na própria calha.

Os medidores Parshall são indicados pela largura da seção estrangulada, conforme apresentado na Tabela 8.10. Será adotada uma Calha Parshall de 3", que trabalha em uma faixa de vazão de 0,85 L/s a 53,80 L/s.

Tabela 8.10 – Valores limites de vazão (l/s) em função da largura da garganta da Calha Parshall

W		Vazões (l/s)	
		Mínima	Máxima
76	3"	0,85	53,80
152	6"	1,52	110,40
229	9"	2,55	251,90
305	12"	3,11	455,60
457	18"	4,25	696,20
610	24"	11,89	936,70
915	36"	17,26	1426,00
1220	48"	36,79	1921,00
1525	60"	62,80	2422,00
1830	72"	74,40	2929,00
2135	84"	115,40	3440,00
2440	96"	130,70	3950,00

Fonte: Azevedo Netto et alli, 1998

8.3.2 REATOR ANAERÓBIO - UASB

Para o dimensionamento do reator anaeróbio, serão utilizados os parâmetros listados na Tabela 8.11.

**Tabela 8.11 – Parâmetros de cálculo para reator anaeróbio - UASB**

Parâmetro	Valor
DQO Afluente (S_0)	621,82 mg/l
DBO Afluente (S_0)	310,91 mg/l
Sólidos Suspensos (SS)	373,09 mg/l
Temperatura do Esgoto (T)	16 °C
Coefficiente de Produção de Sólidos (Y)	0,15 KgSST/KgDQO _{Apl}
Y em Termos de DQO (Y_{Obs})	0,21 KgDQO _{Lodo} /KgDQO _{Apl}
Concentração do lodo de descarte (C)	4,00 %
Densidade do Lodo (g)	1.020 KgSST/m ³

- Carga afluente média de DQO (L_0):

$$L_0 = \text{Carga per capita DQO} \times \text{Pop} = 100,00 \frac{g}{d.hab} \times 1527 \text{ hab} \times \frac{1}{1000} \frac{Kg}{g}$$

$$L_0 = 152,72 \frac{kgDQO}{d}$$

Onde:

L_0 – carga afluente média de DQO (kgDQO/d);
Carga per capita DQO – adotado (g/d.hab);
Pop – população no final de plano (hab).

- Determinação das dimensões do reator:

Conhecendo-se a vazão do esgoto afluente e admitindo um tempo de detenção hidráulica de projeto igual a 10,0 horas, o volume do reator pode ser calculado por meio da seguinte equação:

$$V = Q_{média} \times TDH = 10,23 \frac{m^3}{h} \times 10 \text{ h}$$

$$V = 102,33 \text{ m}^3$$

O reator terá um módulo somente. Assim, adotando-se uma altura útil para o reator de 5,0 metros, a área do reator será:



$$A = \frac{V}{h} = \frac{102,33m^3}{5m}$$

$$A = 20,47 m^2$$

Desta forma, o reator será executado com as seguintes dimensões: 3,60 metros de largura por 5,70 metros de comprimento. Com isso, o volume útil corrigido do reator será:

$$V = 3,60m \times 5,70m \times 5,0m = 102,60 m^3$$

- *Determinação das cargas aplicadas:*

De posse do volume útil e admitindo uma carga de DQO afluente igual a 152,72 mKgDQO/d, a carga orgânica volumétrica (COV) pode ser verificada por:

$$COV = \frac{L_o}{V} = \frac{152,72 \frac{kgDQO}{d}}{102,60m^3}$$

$$COV = 1,49 \frac{kgDQO}{m^3 \cdot d}$$

CHERNICHARO (1997) afirma que a carga orgânica nos esgotos domésticos não é um fator limitante, uma vez que os valores são quase sempre inferiores a 3,5 kgDQO/m³.d.

A carga hidráulica volumétrica (CHV) é calculada por:

$$CHV = \frac{Q_{média}}{V} = \frac{245,60 \frac{m^3}{d}}{102,60 m^3}$$

$$CHV = 2,39 \frac{m^3}{m^3 \cdot d}$$

A carga hidráulica volumétrica encontrada é inferior à 5,0 m³/m³.d. Este valor está, portanto, em conformidade com o limite estabelecido por CHERNICHARO (1997).

- *Verificação das velocidades superficiais (v):*

Para a vazão média, a velocidade superficial fica em torno de:



$$v = \frac{Q_{média}}{A} = \frac{10,23 \frac{m^3}{h}}{20,52 m^2}$$

$$v = 0,50 \frac{m}{h}$$

Para a vazão máxima, a velocidade superficial fica em torno de:

$$v = \frac{Q_{máxima}}{A} = \frac{15,53 \frac{m^3}{h}}{20,52 m^2}$$

$$v = 0,76 \frac{m}{h}$$

No tratamento de esgotos domésticos, recomenda-se para a vazão média a velocidade superficial variando de 0,5 a 0,7 m/h, e para a vazão máxima uma velocidade superficial menor que 1,1 m/h.

- Sistema de distribuição de esgoto afluyente (entrada do reator):

O número de distribuidores (N_d) é determinado por:

$$N_d = \frac{A}{A_d}$$

Onde:

- N_d – número de distribuidores;
- A – área de cada reator (m^2);
- A_d – área de influência de cada distribuidor (m^2).

A área de influência dos distribuidores de vazão é determinada levando em consideração o tipo de lodo e as cargas orgânicas aplicadas ao sistema. Segundo LETTINGA & HULSHOFF (*apud* CHERNICHARO, 1997), para carga orgânica entre 1,0 e 2,0 kgDQO/ m^3 .d utiliza-se uma área de influência de cada distribuidor entre 1,0 e 2,0 m^2 . Adotando-se um número de 5 distribuidores ao longo do comprimento do reator chega-se a uma área de distribuição de 1,30 m^2 . Através da área do reator determina-se um número de 15 distribuidores.

Os 15 pontos de distribuição terão 75 mm de diâmetro para garantir uma velocidade descendente do esgoto inferior a 0,2 m/s, de forma a propiciar que as bolhas de ar



eventualmente arrastadas para dentro do tubo possam fazer o percurso ascensional, impedindo a introdução destas bolhas no reator. Por outro lado, deve-se proporcionar também uma velocidade de fluxo maior junto à extremidade inferior dos tubos, no fundo do reator, favorecendo assim a boa mistura e um maior contato com o leito de lodo. Dessa forma, para manter-se o diâmetro dos tubos em 75 mm e aumentar a velocidade somente na extremidade inferior, serão utilizadas aberturas nas extremidades laterais dos tubos de distribuição. Haverá, em cada tubo, duas aberturas com seção transversal de 25 x 40 mm, propiciando uma área equivalente a um bocal de 50 mm de diâmetro. As aberturas são instaladas a uma distância de 0,15 m do fundo do reator.

O diâmetro de entrada do compartimento de distribuição será de 1,20 m.

Para melhor distribuição do efluente a ser tratado serão adotados vertedores triangulares nos pontos de distribuição. O reator irá possuir 16 vertedores, e a vazão máxima que passará em cada vertedor é calculada a seguir.

$$Q_{\text{vertedor}} = \frac{Q_{\text{máxima}}}{N_{\text{vertedor}}} = \frac{15,53 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{3600} \times \frac{1}{16}$$

$$Q_{\text{vertedor}} = 0,0003 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Onde:

- Q_{vertedor} – vazão máxima no vertedor (m^3/s);
 $Q_{\text{máxima}}$ – vazão máxima (m^3/h);
 N_{vertedor} – número de vertedores.

A altura lâmina da lamina d'água nos vertedores triangulares é calculada através da seguinte equação:

$$Q_{\text{vertedor}} = 1,4 \times H^{\frac{5}{2}}$$

$$H = \frac{Q_{\text{vertedor}}}{1,4}^{\frac{2}{5}} = \frac{0,0003 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1,4}^{\frac{2}{5}}$$

$$H = 0,03 \text{ m}$$



Desta forma serão adotados vertedores com altura de 10,0 centímetros.

- *Sistema de coleta do efluente(saída do reator):*

Para o dimensionamento do sistema de coleta de efluente, são adotadas 2 calhas de coleta. Desta forma, cada calha receberá uma vazão de 5,12 m³/d.

Para verificação da altura da lâmina d'água e da velocidade de escoamento nas calhas de coleta, utilizou-se o Método dos Parâmetros Adimensionais apresentado em NETTO (1998), que utiliza a fórmula de Chézy com o coeficiente de Manning. Através de tabelas apresentadas em NETTO (1998) e das equações abaixo encontrou-se uma altura de lâmina d'água de 0,04 metros e velocidade de escoamento de 0,37 m/s.

$$PAD1 = \frac{Q_{calha} \cdot n}{b^8 \cdot I^{1/2}}$$

$$PAD2 = \frac{v \cdot n}{y^2 \cdot I^{1/2}}$$

Onde:

- PAD – parâmetros adimensionais encontrados nas tabelas;
Q_{calha} – vazão na calha (m³/s);
n – coeficiente de rugosidade de Manning;
b – largura do canal (m);
y – profundidade de escoamento (m);
I – declividade do fundo do canal (m/m).

Procurando uma melhor distribuição da vazão nas calhas de coletas, as mesmas serão dotadas de 20 vertedores triangulares, os quais terão vazão de escoamento de 0,0002 m³/s.

Para definição da altura da lâmina d'água nos vertedores, utiliza-se a fórmula de Thompson.

$$Q_{vertedor} = 1,4 \times H^{5/2}$$

$$H = \frac{Q_{vertedor}}{1,4}^{2/5} = \frac{0,0002 \frac{m^3}{s}}{1,4}^{2/5}$$



$$H = 0,03 \text{ m}$$

Desta forma serão adotados vertedores com altura de 10 centímetros.

- *Estimativa da eficiência da remoção de DQO (E_{DQO}):*

A eficiência de remoção de DQO pode ser estimada por:

$$E_{DQO} = 100 \times 1 - 0,68 \times TDH^{-0,35} = 100 \times 1 - 0,68 \times 6,61^{-0,35}$$

$$E_{DQO} = 64,89\%$$

- *Estimativa da eficiência da remoção de DBO (E_{DBO}):*

A eficiência de remoção de DBO pode ser estimada por:

$$E_{DBO} = 100 \times 1 - 0,70 \times TDH^{-0,50} = 100 \times 1 - 0,70 \times 6,61^{-0,70}$$

$$E_{DBO} = 72,77\%$$

- *Estimativa das concentrações (S) de DQO e DBO no efluente final do reator:*

As concentrações de DQO e DBO5 no efluente final do reator são calculadas a partir da seguinte equação:

$$S = S_0 \times \frac{E \times S_0}{100}$$

Para DQO temos:

$$S_{DQO} = 621,82 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times \frac{64,89\% \times 621,82 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{100}$$

$$S_{DQO} = 218,35 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Para DBO temos:



$$S_{DBO} = 310,91 \frac{mg}{L} \times \frac{72,77\% \times 310,91 \frac{mg}{L}}{100}$$

$$S_{DQO} = 84,67 \frac{mg}{L}$$

- Estimativa da concentração de sólidos suspensos (S_{SS}) no efluente final:

$$S_{SS} = 102 \times TDH^{-0,24} = 102 \times 10,03^{-0,24}$$

$$S_{SS} = 58,66 \frac{mg}{L}$$

- Avaliação da produção de metano:

A parcela de DQO convertida em gás metano (DQO_{CH_4}) é determinada por:

$$DQO_{CH_4} = Q_{média} \times S_0 - S - Y_{OBS} \times S_0$$

$$DQO_{CH_4} = 245,60 \frac{m^3}{d} \times 0,622 \frac{kg}{m^3} - 0,22 \frac{kg}{m^3} - 0,21 \frac{kgDQO_{Lodo}}{kgDQO_{Apl}} \times 0,622 \frac{kg}{m^3}$$

$$DQO_{CH_4} = 67,02 \frac{kgDQO}{d}$$

Onde:

DQO_{CH_4} - parcela de DQO convertida em metano (kgDQO/d);

S_0 - DQO afluente (kg/m³);

S - DQO efluente (kg/m³);

$Q_{média}$ - Vazão de projeto (m³/d);

Y_{obs} - Coeficiente. de produção de sólidos em termos de DQO

A produção volumétrica de metano é calculada por:

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K_T}$$

O fator de correção para a temperatura operacional do reator (K_T) é determinado por:

$$K_T = \frac{P \times K}{R \times 273 + T} = 2,70 \frac{kgDQO}{m^3}$$



Onde:

- $K_{(T)}$ - Fator de correção para a temperatura operacional do reator (kgDQO/m^3);
P - Pressão atmosférica (1 atm);
K - COD correspondente a um mol de CH_4 (64 gDQO/mol);
R - Constante universal dos gases (0,08206 $\text{atm.L}/\text{mol.K}$);
T - Temperatura operacional do reator (16 $^{\circ}\text{C}$)

$$Q_{\text{CH}_4} = \frac{67,02 \frac{\text{kgDQO}}{d}}{2,70 \frac{\text{kgDQO}}{\text{m}^3}}$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 24,83 \frac{\text{m}^3}{d}$$

- *Avaliação da produção de biogás:*

Considerando que no biogás 75% de seu volume é composto por gás metano, temos que a vazão de biogás é igual a 33,11 m^3/d .

- *Coletores de gases:*

Foi adotado um coletor de gás ao longo do comprimento de 5,70 metros do reator. Assim, o comprimento total de coletor de gás (C_T) é de 5,70 metros. Adotando uma largura da calha de coleta (L_{Col}) de 0,20 metros, a área total do coletor de gás será de 1,14 m^2 .

A taxa de liberação de biogás é determinada de acordo com a equação a seguir e deve ser superior a 1,0 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{h}$, para que não ocorra a dificuldade de liberação do biogás e o favorecimento de formação de camadas densas de espuma.

$$V_{\text{Col}} = \frac{Q_{\text{Biogás}}}{A_{\text{Col}}} = \frac{33,11 \frac{\text{m}^3}{d}}{1,14 \text{ m}^2}$$

$$V_{\text{Col}} = 29,05 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2.d} = 1,21 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2.h}$$

- *Determinação das aberturas do decantador:*

Foi adotado o uso de 1 separador trifásico com 2 aberturas simples.

Sendo o comprimento de cada abertura igual a 5,70 m, o comprimento equivalente de aberturas simples (C_T) será de 11,40 m. Adotando-se a largura de cada abertura (L_A)



igual a 0,50 m devido à espessura da parede do coletor (0,15 m), determina-se a área total das aberturas.

$$A_T = L_A \times C_T = 0,50 \times 11,40 = 5,70 \text{ m}^2$$

Através da área de abertura verifica-se a velocidade de passagem do efluente que deve ser menor que 2,5 m/h para a vazão média e menor que 4,0 m/h para a vazão máxima.

Para vazão média, tem-se:

$$v_{méd} = \frac{Q_{média}}{A_T} = \frac{10,23 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{5,70 \text{ m}^2}$$

$$v_{méd} = 1,80 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Para vazão máxima, tem-se:

$$v_{máx} = \frac{Q_{máxima}}{A_T} = \frac{15,53 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{5,70 \text{ m}^2}$$

$$v_{máx} = 2,72 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

- *Determinação do compartimento de decantação:*

Adotou-se o uso de 2 compartimentos de decantação com a extensão em todo o comprimento do decantador (5,70 metros), portanto o comprimento total (C_d) dos decantadores é de 11,40 metros.

A largura real do coletor de gás é de 0,50 m, incluindo neste valor a espessura da parede. Este valor deve ser subtraído da largura total do decantador (3,60 / 2 m) para a determinação da largura útil do decantador, que é de 1,30 metros.

A área total de decantação do reator está determinada abaixo.

$$A_d = C_d \times L_d = 11,40\text{m} \times 1,30\text{m}$$



$$A_d = 20,52 \text{ m}^2$$

Onde:

- A_d - área total dos decantadores (m^2);
- C_d - comprimento total dos decantadores (m);
- L_d - Largura útil de cada decantador (m)

A seguir são verificadas as taxas de aplicação superficial. CHERNICHARO (1997) mostra que a taxa de aplicação superficial para a vazão média deve ser menor ou igual que 0,8 m/h e para a vazão máxima menor ou igual que 1,2 m/h.

Para vazão média tem-se:

$$V_{méd} = \frac{Q_{média}}{A_d} = \frac{10,23 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{20,52 \text{ m}^2}$$

$$V_{méd} = 0,50 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Para vazão máxima tem-se:

$$V_{máx} = \frac{Q_{máxima}}{A_d} = \frac{15,53 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{20,52 \text{ m}^2}$$

$$V_{máx} = 0,76 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

- *Produção teórica de lodo:*

A produção de lodo pode ser estimada pela equação a seguir.

$$P_{Lodo} = Y \times L_0 = 0,15 \frac{\text{kgSST}}{\text{kgDQO}_{Apl}} \times 76,36 \frac{\text{kgDQO}}{\text{d}}$$

$$P_{Lodo} = 11,45 \frac{\text{kgSST}}{\text{d}}$$

Onde:

- P_{Lodo} - produção teórica de lodo (kgSST/d);
- Y - Coeficiente de produção de sólidos (kgSST/kgDQO_{Apl});
- L_0 - Carga afluyente média de DQO (kgDQO/d)

Através da produção diária de lodo, estima-se o volume diário de lodo.

$$V_{Lodo} = \frac{P_{Lodo}}{g \times C} = \frac{11,45 \frac{kgSST}{d}}{1.020 \frac{kgSST}{m^3} \times 4\%}$$

$$V_{Lodo} = 0,28 \frac{m^3}{d}$$

Adotando uma altura no fundo do tanque para acúmulo de lodo de 0,50 metros, determina-se um volume de acúmulo de lodo de 10,26 m³. Com o volume diário e o volume de acúmulo de lodo chega-se a um tempo de descarte de lodo de 36,5 dias.

8.3.3 LAGOA AERADA FACULTATIVA

Para o dimensionamento da lagoa facultativa, utilizaram-se os dados de saída do reator UASB. Segundo VON SPERLING (2002), o tempo de detenção em uma lagoa aerada facultativa deve ser de 5 a 10 dias, sendo adotado então o tempo de 10 dias.

- *DBO₅ solúvel efluente:*

$$DBO_{5sol} = \frac{S_0}{1 + K \times t}$$

Onde:

- S₀ - Concentração de DBO de entrada (mg/L);
- K - Coeficiente de remoção para T=20°C (d⁻¹);
- t - Tempo de detenção hidráulica (d)

Sendo o coeficiente de remoção definido para a temperatura do líquido de 20°C, faz-se necessário sua correção para 16°C, temperatura do líquido na região, nos meses mais frios. Segundo VOM SPERLING (2002), os valores de K variam entre 0,60 a 0,80 d⁻¹, sendo adotado então 0,60 d⁻¹. O mesmo autor sugere um valor de θ de 1,035. Assim, segue abaixo a correção do coeficiente de remoção.

$$K_t = K_{20} \times \theta^{(t-20)} = 0,60 \times 1,035^{16-20}$$

$$K_t = 0,52 d^{-1}$$

Corrigido o valor de K para a temperatura de 16°C, faz-se o cálculo da DBO solúvel efluente.



$$DBO_{5sol} = \frac{83,22}{1 + 0,52 \times 10}$$

$$DBO_{5sol} = 13,36 \frac{mg}{L}$$

- *DBO particulada efluente:*

Admitindo-se uma relação de 0,35 miligramas de DBO por miligrama de sólidos em suspensão, determina-se a DBO particulada efluente através da equação a seguir.

$$DBO_{5\ Part} = DBO_{Part} \times SS = 0,35 \times 58,17$$

$$DBO_{5\ Part} = 20,36mgDBO_5/l$$

- *DBO total efluente*

A DBO total efluente é obtida através da soma da DBO solúvel e particulada.

$$DBO_{Total} = DBO_{solúvel} + DBO_{Part} = 13,36 + 20,36$$

$$DBO_{Total} = 33,72mg/l$$

- *Eficiência do Sistema:*

A eficiência do sistema de lagoa aerada facultativa é estimado através da equação a seguir.

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

$$E = \frac{83,22 - 33,72}{83,22} \times 100 = 59,48 \%$$

- *Dimensões requeridas:*

Conhecendo-se a vazão do esgoto afluente e admitindo um tempo de detenção hidráulica de projeto igual a 10 dias, o volume da lagoa pode ser calculado por meio da seguinte equação:



$$V = Q_{Média} \times TDH = 244,92 \frac{m^3}{d} \times 10d$$

$$V = 2.449,16m^3$$

Devido à forma adotada para a lagoa, onde os taludes serão inclinados fazendo 56° com a horizontal, as dimensões serão adotadas de forma a obter-se um volume semelhante ao requerido calculado. Será adotada uma profundidade de 3 m. Assim, o volume útil da lagoa será de 2.691,64 m³, e o volume total de 3.148,28 m³.

O sistema será constituído por duas lagoas em paralelo. A área da superfície de cada lagoa será igual a 640,00 m², adotando-se uma largura de 19,00 m e um comprimento de 34,00 m. No fundo de cada lagoa, a área será de 447,55 m², a largura 14,95 m e o comprimento 29,95 m.

-Requisitos de oxigênio:

A quantidade de oxigênio necessária para que ocorram as conversões bacterianas é estimada pela seguinte equação:

$$RO = a \times Q \times \frac{S_0 - S}{1000}$$

Onde:

- RO - Requisito de oxigênio (kgO₂/d);
- a - coeficiente (kgO₂/kgDBO₅);
- Q - Vazão afluyente (m³/d);
- S₀ - Concentração de DBO₅ total afluyente (g/m³);
- S - Concentração de DBO₅ solúvel efluyente (g/m³)

O coeficiente a possui valores variando entre 0,8 e 1,2 kgO₂/kgDBO₅, sendo adotado neste caso o valor de 1,0 kgO₂/kgDBO₅.

$$RO = 14,55KgO_2/d$$

$$RO = 0,61kgO_2/h$$

-Requisitos de Energia:



São adotados aeradores flutuantes de alta rotação para atender aos requisitos de oxigênio. A eficiência de oxigenação, nas condições padrões, conforme fabricante é da ordem de:

$$EO = 1,80KgO_2/KWh$$

A eficiência de oxigenação no campo pode ser adotada como em torno de 60%, desta forma:

$$EO_{campo} = 1,08KgO_2/KWh$$

A potência requerida é:

$$P = \frac{RO}{EO_{campo}}$$

$$P = 0,56KW$$

$$P = 0,75CV$$

Serão adotados 4 aeradores, cada um com potência de 1,0 CV.

-Verificação da densidade de potência:

A verificação da densidade de potência é feita pela seguinte fórmula:

$$P = \frac{Pot}{V} = \frac{2.982,80}{2.691,64}$$

$$\varphi = 1,11W/m^3$$

-Acúmulo de lodo:

Segundo VON SPERLING (2002) a taxa de acúmulo de lodo é da ordem de 0,03 a 0,08 m³/hab.ano, optou-se por usar o valor de 0,05 m³/hab.ano. Desta forma, conhecendo-se a população de final de plano (1.527 habitantes), estima-se o acúmulo de lodo em 76,36 m³/ano.



Pela área da lagoa, estima-se um acúmulo anual de 0,09 metros. Em 10 anos a espessura da camada de lodo será de aproximadamente 0,85 m, ou seja, 28,4% da altura útil da lagoa, fazendo-se necessário sua remoção.

-Área total requerida:

A área total requerida para todos os componentes de cada lagoa será de aproximadamente 770 m², totalizando então 1540 m².

8.4 SISTEMA DE DESINFECÇÃO

A desinfecção será feita por cloração através de pastilhas de cloro. Para o dimensionamento do sistema de desinfecção foi utilizada a vazão média de final de plano.

-Dimensionamento do tanque de contato:

NUVOLARI (2003) recomenda tempo de contato entre 15 e 30 minutos para o desinfectante reduzir o número de organismos a níveis aceitáveis. Conhecendo-se a vazão do esgoto afluente e admitindo um tempo de detenção hidráulica de projeto igual a 23 minutos, o volume do tanque de contato pode ser calculado por meio da equação seguinte:

$$V = Q_{Média} \times TDH = 2,84 \times 10^{-3} \frac{m^3}{s} \times 1.380s$$

$$V = 3,92m^3$$

Adotando-se uma altura de 0,80 m, largura de 1,50 m e comprimento de 3,00 m, obtém-se um volume de 3,60 m³.

-Dimensões das chicanas:

As chicanas visam à formação de canais de fluxos estreitos e longos favorecendo uma boa cloração, não permitindo a existência de zonas mortas no tanque. O tanque terá 12 chicanas, com altura de 1,00 metro, comprimento de 1,00 metro e a largura de 0,10 metro cada uma.

-Configuração das chicanas no tanque de contato:

Experiências indicam que se deve ter, ao todo, um percurso maior que 40 vezes a largura. O comprimento total das chicanas é 12,00 metros e o espaçamento entre as chicanas é de 0,20 metros. Assim, tem-se que o comprimento é 60 vezes maior que a largura.

8.5 LEITO DE SECAGEM DO LODO

Para o dimensionamento do leito de secagem serão utilizados os parâmetros apresentados na Tabela 8.12.

Tabela 8.12 – Parâmetros para dimensionamento do leito de secagem

Parâmetro	Valor
Taxa de aplicação de sólidos (Tx_{lodo})	15,00 KgSST/m ²
Concentração do lodo de descarte (C)	4,00 %
Densidade do Lodo (g)	1.020 KgSST/m ³
Período estimado para secagem	20 dias
Período estimado para limpeza	3 dias

O ciclo de operação possui então 23 dias.

- *Massa de lodo:*

Segundo cálculos realizados no dimensionamento do reator anaeróbio (UASB) a produção de lodo é de 11,45 KgSST/d. Desta forma, durante um período de 23 dias será produzida uma massa de lodo de 263,44 KgSST.

- *Volume de lodo:*

O volume diário de lodo produzido é igual a 0,28 m³/d. Assim, por ciclo de 23 dias serão produzidos 6,46 m³ de lodo.

- *Área do leito de secagem:*

A área do leito de secagem é calculada através da seguinte equação:

$$A_{\text{leito}} = \frac{M_{\text{lodo}}}{Tx_{\text{lodo}}} = \frac{263,44 \text{ KgSST}}{15,00 \text{ KgSST/m}^2} = 17,56 \text{ m}^2$$

Onde:

- A_{leito} - Área do leito de secagem (m²);
- M_{lodo} - Massa de lodo (KgSST);
- Tx_{lodo} - Taxa de aplicação de sólidos (KgSST/m²).

Assim, a altura de carregamento será de 0,37 metros.



- Dimensões do leito de secagem:

Devido à pequena vazão de esgoto, o reator anaeróbio conseqüentemente não produzirá uma quantidade suficiente de lodo para que sejam feitas descargas regulares. Dessa forma, os cálculos anteriores serão desconsiderados e o leito de secagem será dimensionado para atender ao tempo de descarte de lodo calculado no dimensionamento do reator anaeróbio (UASB).

Serão adotadas duas células para o leito de secagem, cada célula com uma altura de carregamento de 0,50 metros e um volume adotado de 10,30 m³. Assim, foram encontradas as seguintes dimensões para cada célula: largura igual a 2,70 m; comprimento igual a 8,10 m; área da célula igual a 21,87 m².

O volume admissível em cada célula será então de 10,94 m³.

Assim, poderá ser feito descarte de lodo do reator anaeróbio a cada 36 dias, quando a altura de acúmulo de lodo dentro do reator atinge cerca de 0,50 metros, num total de 10,26 m³ de lodo, preenchendo-se então uma célula do leito de secagem.



9 CORPO RECEPTOR

Para a realização do estudo do corpo receptor, faz-se necessário a verificação dos requisitos legais quanto:

- Classificação das águas em função do uso preponderante;
- Padrões de qualidade do corpo receptor;
- Padrões de lançamento no corpo receptor;
- Caracterização qualitativa e quantitativa dos corpos receptores.

9.1 PADRÕES DE QUALIDADE DO CORPO RECEPTOR

O CONAMA, através da Resolução 357 de 17 de março de 2005, dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes. Segundo esta resolução, enquadramento é o estabelecimento da meta ou objetivo da qualidade da água (classe) a ser, obrigatoriamente, alcançado ou mantido em um segmento de corpo de água, de acordo com os usos preponderantes pretendidos ao longo do tempo.

Os corpos de águas superficiais, de acordo com a presente resolução, são classificados em:

- Águas doces: águas com salinidade inferior a 0,5‰;
- Águas salobras: águas com salinidade superior a 0,5‰ e inferior a 30‰;
- Águas salinas: águas com salinidade igual ou superior a 30‰.

Segundo a qualidade requerida para os seus usos preponderantes, as águas doces são classificadas em 5 classes, variando de classe especial à classe 4, conforme Tabela 9.1. As águas salobras e salinas são classificadas variando de classe especial a 3. A classe especial é a aquela em que a água deve apresentar as melhores condições, pressupondo os usos mais exigentes e a preservação do ambiente aquático em unidades de conservação de proteção ambiental, podendo ser destinada ao abastecimento humano mediante processo de cloração. A classe 4 é a menos restritiva, cujas águas não podem ser destinadas a consumo humano.

**Tabela 9.1 - Classificação das águas em função do uso preponderante (CONAMA, 2005)**

Uso	Classe - Doce				
	Especial	1	2	3	4
Abastecimento doméstico	x	x (a)	x (b)	x (e)	
Preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas	x				
Preservação dos Ambientes Aquáticos em unidades de conservação de proteção integral	x				
Recreação de contato primário		x	x		
Proteção das comunidades aquáticas		x	x		
Irrigação		x (c)	x (d)	x (f)	
Criação de espécies (aquicultura)		x	x		
Dessedentação de animais				x	
Navegação					x
Harmonia paisagística					x
Pesca amadora				x	
Recreação de contato secundário				x	

Notas: (a) após tratamento simplificado;
(b) após tratamento convencional;
(c) hortaliças consumidas cruas e frutas que se desenvolvam rentes ao solo e que sejam ingeridas cruas sem remoção de película;
(d) hortaliças e plantas frutíferas;
(e) após tratamento convencional ou avançado
(f) culturas arbóreas, cerealíferas e forrageiras.

No que se refere ao âmbito estadual, tem-se o Decreto Nº 14.250 em Santa Catarina, de 5 de junho de 1981, referente à Proteção e à Melhoria da Qualidade Ambiental. Esse decreto classifica as águas interiores, situadas no território do Estado, em classe 1, classe 2, classe 3 e classe 4. Assim como ocorre com a Resolução 357 do CONAMA, a classe 4 é a menos restritiva.

A cada uma das classes previstas nas referidas legislações, deve haver uma determinada qualidade a ser garantida no corpo d'água, conforme apresentado na Tabela 9.2.

**Tabela 9.2 - Padrões de qualidade para os corpos d'água das diversas classes de água doce (CONAMA, 2005 e Decreto Estadual 14.250/81)**

Parâmetro	Unidade	Padrão para corpo d'água classe			
		1	2	3	4
Cor	mgPt/l	niv. natural	75	75	-
Turbidez	UNT	40	100	100	-
Sabor e Odor	-	VA	VA	VA	Não objetável
Temperatura	°C	-	-	-	-
Materiais flutuantes	-	VA	VA	VA	-
Resíduos sólidos objetáveis	-	VA	VA	VA	-
Óleos e graxas	-	VA	VA	VA	iridescências
pH	-	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0
DBO5	mg/l	3*	5	10	-
DQO	mg/l	-	-	-	-
OD	mg/l	≥6 *	≥5	≥4	≥2
Sólidos em suspensão	mg/l	-	-	-	-
Coliformes termotolerantes	org/100ml	200	1.000	2.500	-
Substâncias potencialmente prejudiciais					
Alumínio dissolvido	mg/l Al	0,1	0,1	0,2	-
Amônia total	mgN/l	-	-	-	-
Arsênio:	mg/l As	0,01	0,01	0,033	-
Boro:	mg/l B	0,5	0,5	0,75	-
Benzeno :	mg/l	0,005	0,05	0,005	-
Cádmio:	mg/l Cd	0,001	0,001	0,01	-
Chumbo:	mg/l Pb	0,01	0,01	0,033	-
Cloretos:	mg/l Cl	250	250	250	-
Cloro Residual:	mg/l Cl	0,01	0,01	-	-
Cobre dissolvido:	mg/l Cu	0,009	0,009	0,013	-
Fenóis Totais:	mg/l C ₆ H ₅ OH	0,003	0,003	0,01	1,0
Ferro dissolvido:	mg/l Fe	0,3	0,3	5,0	-
Fluoretos:	mg/l F	1,4	1,4	1,4	-
Lítio:	mg/l Li	2,5	2,5	2,5	-
Manganês:	mg/l Mn	0,1	0,1	0,5	-
Mercúrio:	mg/l Hg	0,0002	0,0002	0,002	-
Níquel:	mg/l Ni	0,025	0,025	0,025	-
Nitrato:	mg/l N	10	10	10	-
Nitrito:	mg/l N	1,0	1,0	1,0	-
Pentaclorofenol:	mg/l	0,009	0,009	0,009	-
Selênio:	mg/l Se	0,01	0,01	0,05	-
Substâncias tenso-ativas	mg/l LAS	0,5	0,5	0,5	-
Sulfatos:	mg/l SO ₄	250	250	250	-
Sulfetos	mg/l S	0,002	0,002	0,3	-
Tetracloroetano:	mg/l	0,01	0,01	0,01	-
Tricloroetano:	mg/l	0,03	0,03	0,03	-
Tetracloro de carbono:	mg/l	0,002	0,002	0,003	-
2, 4, 6 triclorofenol:	mg/l	0,01	0,01	0,01	-
Zinco:	mg/l Zn	0,18	0,18	5,0	-

* apenas citado na CONAMA 357

9.2 PADRÕES DE LANÇAMENTO NO CORPO RECEPTOR

Os limites para a presença de determinadas substâncias de origem antrópica na água têm por objetivo a proteção da saúde pública e a proteção, ou mesmo recuperação, dos ecossistemas aquáticos.

A Resolução CONAMA n° 357 estabelece condições e padrões para o lançamento de efluentes em corpos d'água. Segundo a presente resolução, os efluentes não poderão conferir ao corpo d'água características em desacordo com as metas obrigatórias progressivas, intermediárias e finais de seu enquadramento. As metas obrigatórias são estabelecidas mediante concentrações de parâmetros.

O Decreto Estadual n° 14.250/81, através do Art. 19°, estabelece os padrões para lançamento de efluentes nos corpos d'água, de acordo com o enquadramento dos mesmos. Fica determinado que os efluentes somente possam ser lançados no corpo receptor desde que obedeçam aos padrões estipulados.

A Tabela 9.3 apresenta os padrões de lançamento de efluentes em corpos d'água de água doce, segundo as duas legislações supracitadas.

Tabela 9.3 – Padrões de lançamento (CONAMA, 2005 e Decreto Estadual 14.250/81)

Parâmetro	Unidade	Limite	Limite
		(CONAMA)	(Decreto Estadual 14.250/81)
Temperatura	°C	40	40
Materiais flutuantes	-	Ausente	Ausente
Materiais sedimentáveis	ml/l	1	1
Óleos e graxas	-	-1	-2
pH	-	5,0 a 9,0	6,0 a 9,0
DBO ₅	mg/l	-	60
Arsênio:	mg/l As	0,5	0,1
Bário:	mg/ Ba	5	5
Boro:	mg/l B	5	5
Cádmio:	mg/l Cd	0,2	0,1
Cianetos:	mg/l CN	0,2	0,2
Chumbo:	mg/l Pb	0,5	0,5
Cobre:	mg/l Cu	1	0,5
Cromo Total	mg/l Cr	-	5
Cromo Hexavalente:	mg/l Cr	0,5	0,1
Estanho:	mg/l	-	4
Índice de Fenóis:	mg/l C ₆ H ₅ OH	0,5	0,2
Ferro solúvel:	mg/l Fe	15	15
Fluoretos:	mg/l F	10	10
Fósforo Total	mg/l P	-	1,0 (3)
Manganês solúvel:	mg/l Mn	1	1
Mercurio:	mg/l Hg	0,01	0,005

Parâmetro	Unidade	Limite	Limite
		(CONAMA)	(Decreto Estadual 14.250/81)
Níquel:	mg/l Ni	2	1
Nitrogênio Amoniacal Total	mg/l N	20	-
Nitrogênio Total	mg/l N	-	10,0 (3)
Prata:	mg/l Ag	0,1	0,02
Selênio:	mg/l Se	0,3	0,02
Sulfetos	mg/l S	1	1
Zinco:	mg/l Zn	5	1
Compostos organofosforados e carbonatos totais:	mg/l	-	0,1
Sulfeto de carbono:	mg/l	-	1
Tricloroetano:	mg/l	1	1
Clorofórmio :	mg/l	1	1
Tetracloroeto de Carbono:	mg/l	1	1
Dicloroetano:	mg/l	1	1

Notas: (1) Minerais: 20mg/l; vegetais e gorduras animais: 50 mg/l
(2). Minerais: 20mg/l; vegetais e gorduras animais: 30 mg/l
(3) Parâmetros p/ corpos d'água contribuintes de lagoas, lagunas e estuários

Na legislação vigente, o Decreto Estadual 14.250/81 em seu Art. 19º, item XIV, cita que a DBO₅ deve ser no máximo 60,0 mg/l e este limite somente poderá ser ultrapassado no caso de efluente de sistema de tratamento de águas residuárias que reduza a carga poluidora em termos de DBO_{5,20°C} com eficiência mínima de 80%.

É pertinente citar ainda a Resolução CONAMA n°397/08, que altera o inciso II do § 4º e a Tabela X do § 5º, ambos do art. 34 da Resolução n°357. Chama atenção o artigo 1º, § 7º, o qual indica que o parâmetro nitrogênio amoniacal total não será aplicável em sistemas de tratamento de esgotos sanitários. Tal fato se deve à dificuldade das estações de tratamento de esgotos em atingir a eficiência de remoção de nitrogênio exigida pela legislação federal.

9.3 ENQUADRAMENTO LEGAL DO CORPO RECEPTOR

Segundo a portaria estadual n° 024/79, que classifica os cursos d'água do Estado de Santa Catarina, o Lajeado Demeneck e seus afluentes estão enquadrados no grupo de mananciais de classe 2.

A Tabela 9.1 apresentada anteriormente mostra os usos possíveis para cursos d'água de classe 2. Assim, está assegurado o uso das águas do rio para abastecimento doméstico após tratamento convencional; recreação de contato primário (natação, esqui aquático e mergulho); irrigação de hortaliças e plantas frutíferas; criação de espécies (aqüicultura); e proteção das comunidades aquáticas.



Os padrões de qualidade da água para corpos hídricos de classe 2, conforme a Resolução CONAMA n°357/05 e Decreto n°14.250/81 podem ser observados na Tabela 9.2 apresentada anteriormente.

9.4 ESTUDO DO CORPO RECEPTOR

A seguir, serão apresentadas as informações necessárias para a verificação da capacidade suporte dos corpos receptores, frente ao lançamento dos efluentes tratados das Estações de Tratamento de Esgoto Doméstico da Área Urbana do Município de Abdon Batista.

9.4.1 DADOS GERAIS DA BACIA HIDROGRÁFICA EM NÍVEL FEDERAL

O Conselho Nacional de Recursos Hídricos, de acordo com a resolução n° 32 de 15 de outubro de 2003, divide o Brasil em Regiões hidrográficas. Através desta regionalização, a Bacia Hidrográfica do Rio Canoas, conforme Figura 9.1, localizando-se na região hidrográfica 8, denominada Bacia Hidrográfica do Rio da Prata.

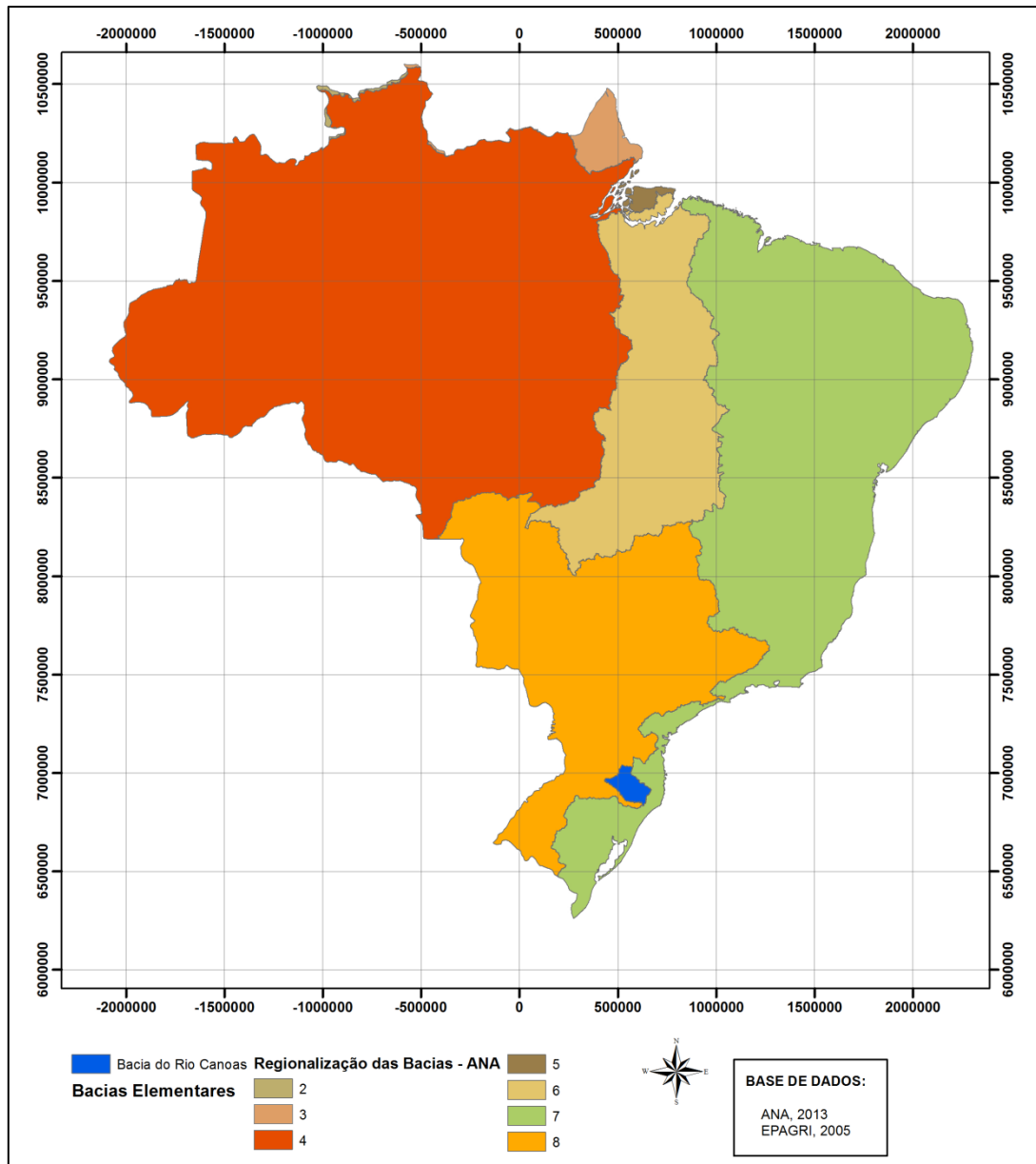


Figura 9.1 - Regionalização Hidrográfica no Brasil

Conforme a regionalização hidrográfica do Estado de Santa Catarina, obtida através da Lei nº 10.949, a bacia do rio Canoas faz parte da região 4 “Planalto de Lages”, conforme apresentado na Figura 9.2.

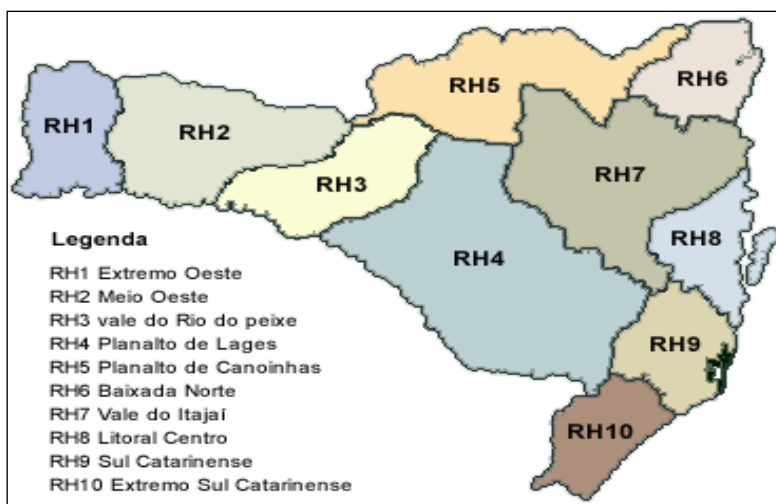


Figura 9.2 – Regionalização Hidrográfica em Santa Catarina

9.4.2 DADOS GERAIS DA BACIA HIDROGRÁFICA EM NÍVEL ESTADUAL

O Rio Lajeado Demeneck é um dos afluentes do Rio Canoas, sendo assim as informações mais representativas é do Rio Principal da Bacia, o Rio Canoas. O Rio canoas, ao unir-se com o Pelotas, passa a formar o rio Uruguai. Da região hidrográfica, o primeiro possui a bacia de contribuição mais importante, tanto em área como em volume de escoado. A sua área é de 15.012 km², densidade de drenagem de 1,66 km/km² e vazão mínima média de 280 m³/s, sendo uma das maiores do Estado de Santa Catarina, conforme se pode visualizar na Figura 9.3.

O Rio Canoas apresenta uma declividade média elevada e alta densidade de drenagem, onde também seus tributários apresentam fortes declividades. Associado a isto temos as condições geológicas, a cobertura vegetal com predomínio de pastagens e lavoura e excedentes hídricos superiores a 1.000 mm anuais, que geram regimes torrenciais no rio principal e demais tributários propiciando escoamento superficial com elevadas velocidades (ondas de cheias rápidas) e com tempos de concentração reduzidos.

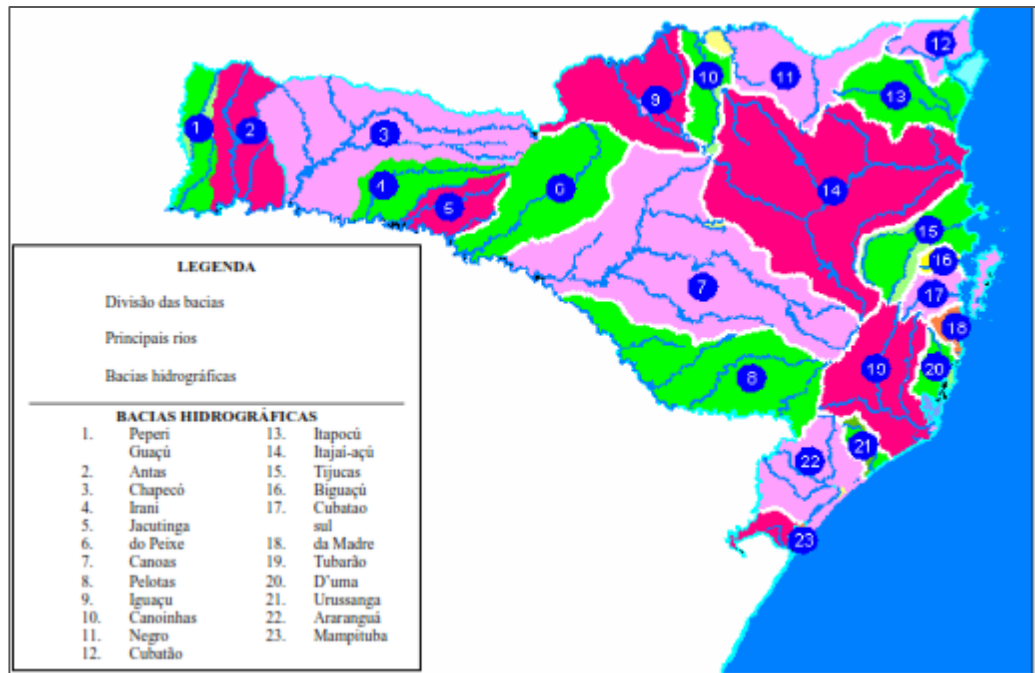


Figura 9.3 - Regiões Hidrográficas de SC

Tendo sua nascente no município de Urubici, o Rio Canoas drena 12 municípios até a confluência com o Pelotas. O principal afluente na margem direita é o rio Marombas e na esquerda é o Caveiras, tem ainda como afluentes de menor escala os Rios Lajeado Demeneck, Arroio da Raia, Arroio Bonito, Arroio Daniel e Vargem. Geomorfologicamente como os vales são estreitos e profundos, os picos da onda de cheia são grandes e de formação bastante rápida. Entretanto, temos uma amenização desta situação em virtude da forma não compacta da bacia, que é uma forma alongada, baixando um pouco estes tempos de resposta ao processo chuva-vazão.



Figura 9.4 - Localização das estações fluviométricas na bacia do rio Canoas

As descargas mais acentuadas desta bacia se dão em setembro, entretanto as vazões médias mensais mostram que a distribuição sazonal é relativamente uniforme, com descargas bem distribuídas ao longo do ano. Na Tabela 9.4 são apresentadas as vazões características para a bacia do rio Canoas, sendo que no ponto de sua foz (estação 39) temos uma contribuição média específica em torno de $17,7 \text{ l/s/km}^2$ e vazões mínimas de $25,70 \text{ m}^3/\text{s}$, onde os períodos de maiores deflúvios são entre junho a novembro, correspondendo também aos períodos de excedentes hídricos anuais observados. Na figura 2.2-3 é apresentada a localização das estações fluviométricas.

Tabela 9.4 - Vazões médias nas estações fluviométricas da bacia do Rio Canoas

Ponto	Long. (g,m,s)	Lat. (g,m,s)	Localização	Área (km ²)	Qmédio (l/s/km ²)	Qmédio (m ³ /s)	Q7,10 (l/s/km ²)	Q7,10 (m ³ /s)
39	51 27 38	27 34 49	Confluência Canoas e Pelotas	21.069	17,68	372,50	1,22	25,70
40	50 55 39	27 33 02	Confluência Canoas e Caveiras	12.619	17,05	215,15	1,12	14,13
41	50 44 48	27 23 40	Confluência Canoas e Marombas	9542	17,05	162,69	1,12	10,69
42	50 19 49	27 30 32	Rio Canoas entre Ponte Alta e Correia Pinto	4190	24,29	101,78	1,81	7,58
43	49 44 07	27 43 35	Confluência Canoas e João Paulo	689	24,68	17,00	1,46	1,01



Ponto	Long. (g,m,s)	Lat. (g,m,s)	Localização	Área (km ²)	Qmédio (l/s/km ²)	Qmédio (m ³ /s)	Q7,10 (l/s/km ²)	Q7,10 (m ³ /s)
44	49 28 59	27 46 59	Rio João Paulo, prox. Bom Retiro	72	25,07	1,81	1,52	0,11
45	49 38 32	27 56 17	Rio Canoas, prox. Urubici	570	24,04	13,70	2,40	1,37
46	50 41 46	27 39 12	Rio Caveiras, prox. S.J. do Cerrito	1399	17,76	24,85	2,34	3,27
47	50 15 29	27 48 27	Rio Caveiras, próx. Lages	641	16,88	10,82	2,46	1,58
48	50 41 38	46672	Confluência Marombas e Correntes	2955	16,61	49,08	1,06	3,13
49	50 26 27	26 55 07	Rio Correntes, próx. Santa Cecília	345	17,59	6,07	2,52	0,87
50	50 22 22	27 13 46	Rio Marombas, prox. S. Cristóvão do Sul	275	24,94	6,81	2,18	0,60
57	51 02 58	27 22 09	Rio Inferno Grande, montante Ibicuí.	209	16,34	3,42	1,02	0,21

Fonte: SDM, 1997 – Estações sob a responsabilidade da Secretaria de Estado do Meio Ambiente – SDM e

9.4.3 RESUMO DAS CONDIÇÕES SANITÁRIAS

De maneira geral, segundo a SDM (1997) as principais fontes poluidoras da região RH-4 são os esgotos urbanos, os despejos industriais e o assoreamento (devido ao desmatamento e manejo inadequado do solo). Os principais problemas ambientais na região como um todo são a destinação inadequada de lixos domésticos e hospitalares, abatedouros clandestinos, despejos de fábricas de polpa de celulose e postos de lavação.



9.4.4 CARACTERIZAÇÃO DOS PONTOS DE LANÇAMENTO

A área para a implantação das ETE de Abdon Batista encontra-se próxima as margens do Rio Lajeado Demeneck (ver Figura 9.5), o que garante um menor impacto ambiental comparado com o lançamento em mananciais de menores vazões, devido à maior diluição do efluente, facilitando o processo de autodepuração do rio.

Seguindo as recomendações da Instrução Normativa 05 da FATMA para o licenciamento de ETE, a caracterização do corpo receptor deve ser realizada por meio de amostras de água coletadas no ponto de lançamento do efluente tratado, no ponto montante a 1 km do ponto de lançamento do efluente tratado e no ponto de jusante distante 1 km do ponto de lançamento do efluente tratado proveniente da ETE.

Sendo assim, para cada área de implantação das ETE's foram coletas amostras de água no ponto de lançamento, a 1 km a montante do ponto de lançamento e a 1 km a jusante do ponto de lançamento. Foi coletado um total de 3 amostras de água ao longo do Rio Lajeado Demeneck, conforme demonstrado a seguir na Figura 9.5.



Figura 9.5 – Ponto das coletas das amostras p/ ETE (Imagem Google Earth 2013)

PONTO 1: representa a amostra de água coletada localizada a 1 km a montante do ponto de lançamento para implantação da ETE;

PONTO 2: representa a amostra de água coletada no ponto de lançamento referente à Área de Implantação da ETE;

PONTO 3: representa a amostra de água referente ao ponto distante 1 km a jusante do lançamento do efluente em relação a Área para implantação da ETE;



Utilizou-se o GPS e imagens de satélite (Google Earth) para delimitar o traçado dos pontos de amostragem. A coleta das amostras foi realizada nos primeiros 50 cm de profundidade, mergulhando-se os frascos de coletas diretamente na águas dos respectivos corpos receptores. As amostras destinadas às análises físico-químicas e bacteriológicas foram armazenadas no próprio frasco de coleta e em seguida os frascos eram depositados em um isopor contendo gelo, para serem transportados para o laboratório. As técnicas de coleta e análise da água seguiram a metodologias do Standard Methods 21^a edição. Elas objetivaram determinar quantitativamente os seguintes parâmetros: Temperatura; Oxigênio Dissolvido; Sólidos Sedimentáveis; Coliformes Fecais e Totais; pH; Fósforo Total; Nitrogênio Total; DBO₅ e DQO.

Todas as análises foram realizadas no Laboratório da QMC (ver Boletim de Análises no ANEXO 7). A seguir, na Tabela 9.5 são apresentados os valores obtidos para os parâmetros de qualidade d'água de cada amostra de água coletada.

Tabela 9.5 – Resultado das análises da qualidade d'água do Rio Lajeado Demeneck

Parâmetros	Ponto 1*	Ponto 2*	Ponto 3*
DBO ₅ (mg/L O ₂)	1,9	2,1	2,5
Nitrogênio Total (mg/L N ₂)	3,1	2,2	2,44
Fósforo Total (mg/L PO ₄)	inferior a 0,01	inferior a 0,00	inferior a 0,01
pH	6.80	6.78	6.54
Coliformes Totais (NMP/100ml)	9.0 x 10 ³	5.0 x 10 ³	2.4 x 10 ⁴
Coliformes Fecais (NMP/100ml)	270.0 9.0 x 10 ³	2,4 x 10 ³	1,6x10 ⁴
Sólidos Sedimentáveis (mL/L)	inferior a 0,9	inferior a 0,10	inferior a 0,11

* Resultado do Boletim de Análise apresentado no ANEXO I

9.5 ESTUDOS HIDROLÓGICOS NO PONTO DE LANÇAMENTO

9.5.1 DADOS FLUVIOMÉTRICOS

A vazão do corpo receptor é uma variável de extrema importância para avaliação do atendimento aos padrões ambientais do corpo receptor e para a alocação das cargas poluidoras. Assim, a determinação das eficiências requeridas para os sistemas de tratamento de efluentes nos diversos lançamentos, deve ser determinada nas condições críticas. Estas condições críticas no corpo receptor ocorrem exatamente no período de vazão mínima, em que a capacidade de diluição é menor. A Figura 9.6 mostra as bacias formadas a partir dos pontos de coleta a respeito da qualidade do Rio Lajeado Demeneck.

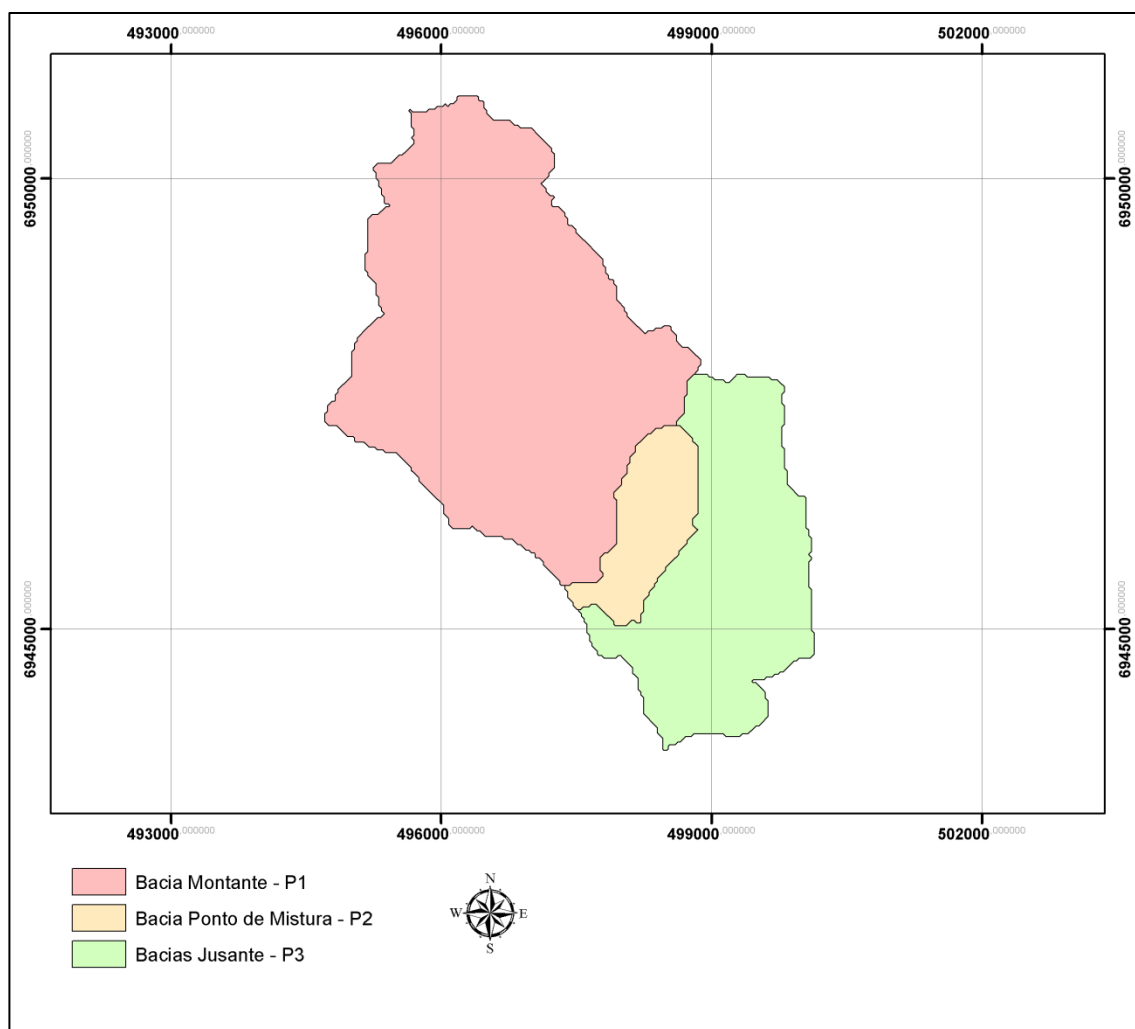


Figura 9.6 - Bacias formadas pelos pontos de coleta



Para o presente estudo, será utilizada como vazão de referência a $Q_{7,10}$, a qual tem sido utilizada em diversos estudos ambientais de proteção da qualidade de corpos d'água, bem como em estudos de abastecimento de água e outorga pelo uso da água.

A vazão $Q_{7,10}$ pode ser entendida como o valor que pode ser repetir, probabilisticamente, a cada 10 anos (período de retorno 10 anos), compreendendo a menor média obtida em 7 dias consecutivos.

A vazão $Q_{7,10}$ através do diagnóstico de demandas hídricas da SDS considerando o critério de referência previamente definido pela SDS através do Decreto nº 4.778, de 11 de outubro de 2006, regulamentado pela Portaria nº 36, de 29 de julho de 2008.

Devido a falta de dados fluviométricos histórico dos respectivos corpos hídricos, para a determinação da vazão $Q_{7,10}$, utilizou-se o método da descarga específica mínima. A descarga específica mínima foi determinada a partir do diagnóstico geral das Bacias Hidrográficas de Santa Catarina, estudo esse realizado pela Secretaria do Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente do Estado de Santa Catarina (SDM, 1997), para um ponto nas proximidades de Abdon Batista. Os valores da descarga específica variam bruscamente de região para região, em função do clima, topografia, solo entre outros fatores, devido a isso cada local possui um valor tabelado tanto para a descarga específica mínima ($Q_{7,10}$) quanto para a descarga específica média ($Q_{média}$).

Para a determinação da área da bacia, primeiramente determinou-se em que ponto se desejaria calcular a $Q_{7,10}$ e $Q_{média}$. Com o ponto pré-estabelecido, delimitou-se a área de drenagem da bacia com o auxílio das curvas de nível. No caso desse projeto os pontos para a determinação da $Q_{7,10}$ e $Q_{média}$ foram os pontos de amostragem.

De acordo com a fórmula abaixo,

$$Q = A_B \cdot D_e$$

Onde,

- Q = em m³/s
 A_B = área de drenagem da bacia com exultória nos pontos de amostragem, em km²;
 D_e = descarga específica em L/s. km². (Trecho 2685 – $Q_{\text{médio}} = 29,34\text{L/s.Km}^2$).

Tabela 9.6 – Área de contribuição dos Pontos de Amostragem

Ponto de Amostragem	Descrição	Área de Drenagem (Km ²)
Ponto 01	Ponto a 1Km montante do ponto de lançamento	12,57
Ponto 02	Ponto de Lançamento – ETE	14,20
Ponto 03	Ponto a 1 Km jusante do Ponto de Lançamento da ETE	19,94

Desta feita, aplicando-se os dados relacionados na Tabela 9.6, determinou-se o valor da Vazão $Q_{7,10}$ e Vazão $Q_{\text{média}}$ para os pontos de amostragem dos respectivos corpos receptores, conforme resultados apresentados na Tabela 9.7 a seguir:

Tabela 9.7 – Vazão $Q_{7,10}$ e Vazão $Q_{\text{média}}$ dos corpos receptores

Ponto de Amostragem	Corpo Receptor	$Q_{7,10}$ (l/s)	$Q_{\text{média}}$ (l/s)
Ponto 01	Rio Lajeado Demeneck	164,96	365,97
Ponto 02	Rio Lajeado Demeneck	187,83	416,62
Ponto 03	Rio Lajeado Demeneck	269,07	596,80



9.6 AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS AMBIENTAIS DECORRENTES DO LANÇAMENTO DO EFLUENTE

Segundo a resolução do CONAMA 001/86, o impacto ambiental é definido como qualquer alteração do meio ambiente, originada, direta ou indiretamente, a partir da atividade humana, e que afeta: a saúde, a segurança e o bem-estar da população; as atividades econômicas; a biota; as condições estéticas e sanitárias do meio ambiente e a qualidade dos recursos ambientais.

Com a rápida urbanização das cidades, os lançamentos de efluentes domésticos e industriais possuem um dos maiores potências de cargas poluidoras causadores de impactos ao ecossistema, principalmente aquáticos. Embora estes ecossistemas tenham certa capacidade de autodepuração, os despejos neles lançados desordenadamente, representam um risco tanto à população como ao ecossistema.

Para a avaliação dos impactos ambientais decorrentes do lançamento dos esgotos sanitários foram estimadas as cargas poluidoras atuais, contribuídas difusamente ao longo do rio do Rio Lajeado Demeneck no perímetro urbanizado do Município de Abdon Batista, para apresentar por um lado os impactos positivos por se esgotar os despejos de forma tratada, em conformidade à legislação em vigor, e por outro lado os impactos negativos por se lançar o esgoto tratado de forma pontual e concentrada, mesmo com carga poluidora diminuída após o tratamento.

Para o melhor entendimento são apresentados os principais contaminantes presentes nos esgotos domésticos e explicado o termo de autodepuração a seguir.

1.1.1 IMPACTOS AMBIENTAIS POR CONTAMINANTES

Dentre os contaminantes presentes nos lançamentos de esgotos destacam-se os principais poluentes potencialmente presentes no tratamento de efluentes, conforme a Tabela 9.8.

Tabela 9.8 – Contaminantes importantes para o tratamento de efluentes

Contaminantes	Razão da importância
Sólidos suspensos	Sólidos suspensos podem levar ao desenvolvimento de depósitos de lodo e condições anaeróbias quando o efluente não tratado é descarregado no ambiente aquático.
Orgânicos biodegradáveis	Compostos principalmente de proteínas, carboidratos e gorduras, os orgânicos biodegradáveis são medidos em termos da DBO (demanda biológica de oxigênio) e DQO (demanda química de oxigênio). Se descarregado sem tratamento no ambiente, sua estabilização biológica pode levar ao esgotamento de fontes de oxigênio natural e ao desenvolvimento de condições sépticas.
Patogênicos	Doenças transmissíveis podem ser transmitidas pelos organismos patogênicos dos efluentes líquidos.
Nutrientes	Tanto o nitrogênio como o fósforo, junto com o carbono, são nutrientes essenciais para o crescimento. Quando descarregados no ambiente aquático, estes nutrientes podem levar ao crescimento de vida aquática indesejável. Quando descarregados em quantidades excessivas no solo, podem causar poluição de lençóis aquáticos.
Poluentes prioritários	Compostos orgânicos e inorgânicos selecionados por suspeitas de carcinogenicidade, mutagenicidade, e alta toxicidade. Muitos destes compostos são encontrados em efluentes líquidos.
Orgânicos refratários	Estes orgânicos tendem a resistir a métodos convencionais de tratamento de efluentes líquidos. Exemplos típicos incluem agentes tenso-ativos, fenóis e pesticidas agrícolas.
Metais pesados	Metais pesados são normalmente oriundos de atividades industriais e comerciais e devem ser removidos se o resíduo for reutilizado.
Inorgânicos dissolvidos	Constituintes inorgânicos tais como cálcio, sódio e sulfatos são adicionados ao fornecimento de água doméstica original como resultado do uso da água e devem ser removidos se o resíduo for reutilizado.

O lançamento indiscriminado dos esgotos sanitários nos corpos d'água, sem tratamento ou com tratamento inadequado provoca o desequilíbrio ecológico, causando vários inconvenientes, relacionados a seguir:

Matérias orgânicas solúveis

Quando dispostos de forma inadequada constituem grande fonte de poluente causando a depleção do oxigênio contido nos rios e estuários. Níveis de oxigênio dissolvido (OD) abaixo de 5 mg/l causam problemas à vida animal, sendo este um dos principais indicadores de qualidade da água de um corpo hídrico. O despejo deve estar de acordo com a capacidade de assimilação do curso d'água em relação a um efluente normal.



Nitrogênio e Fósforo

Disponíveis na água em altas concentrações causam o processo de eutrofização artificial que produz alterações na qualidade da água, incluindo redução de oxigênio dissolvido e da biodiversidade aquática, perda do valor estético, morte extensiva de peixes e aumento da incidência de florações de cianobactérias. Tais florações representam um problema de saúde pública uma vez que vários gêneros e espécies de cianobactérias que formam florações são potencialmente produtoras de toxinas (cianotoxinas), as quais podem afetar seriamente a saúde humana, provocar decréscimo das populações de animais silvestres e domésticos (incluindo gado), além de reduzir a produção pesqueira.

Metais pesados

Por não serem degradados biologicamente ou quimicamente de forma natural, principalmente em ambientes terrestres e em sedimentos aquáticos, apresentam grave risco pela bio-acumulação e podem tornar-se ainda mais nocivos quando reagem com outros componentes.

Odores

Os odores característicos dos esgotos são causados pelos gases formados no processo de composição, principalmente com a produção de sulfetos e gás sulfídrico.

Materiais em suspensão

Além de formar bancos de lama nos rios e nas canalizações de esgotos reduzem a penetração de raios solares diminuindo a reposição do oxigênio através da fotossíntese.

Microrganismos e organismos patogênicos

Os organismos patogênicos tais como: bactérias, vírus, protozoários e helmintos, são causadores de doenças gastrointestinais. Em áreas com baixo grau de saneamento, estes organismos causam muitas mortes anualmente (METCALF & EDDY, 2004).

9.6.1 AUTODEPURAÇÃO DOS CORPOS RECEPTORES

Após o lançamento dos esgotos, o curso d'água poderá sofrer um processo de transformação/estabilização e se recuperar por mecanismos puramente naturais, constituindo o fenômeno da autodepuração, mediante o qual ele tende a voltar às suas características iniciais.

É de grande importância o conhecimento do fenômeno de autodepuração e da sua quantificação, tendo em vista os seguintes objetivos:

- Utilizar a capacidade de assimilação dos rios. Dentro de uma visão prática, considera-se a capacidade que um corpo d'água tem de assimilar os despejos, sem apresentar problemas do ponto de vista ambiental, é um recurso natural que pode ser explorado.
- Impedir o lançamento de despejos acima do que o corpo d'água possa suportar.

Desta forma, a capacidade de assimilação do corpo d'água pode ser utilizada até um ponto aceitável e não prejudicial, não sendo admitido o lançamento de cargas poluidoras acima deste limite.

9.6.2 IMPACTOS AMBIENTAIS PREVISTOS

A partir das características da água sem contribuição de esgoto doméstico da área urbanizada do município de Abdon Batista, apresentadas pelas amostras jusantes dos pontos de lançamento dos corpos receptores (ver Tabela 9.5) e as concentrações e cargas dos poluentes no esgoto sanitário, estimou-se as concentrações desses poluentes para a vazão $Q_{média}$ e a vazão de $Q_{7/10}$ DO P3 pela seguinte equação:

$$C_M = \frac{C_R \cdot Q_R + C_E \cdot Q_E}{Q_R + Q_E}$$

Onde:

- C_E - Concentração no efluente;
- C_M - Concentração na mistura do efluente com o rio (adotado igual ao limite estabelecido por se enquadrar em classe 2);
- C_R - Concentração no rio (adotando conforme as concentrações da amostra 1 e 4 da Tabela 9.5);
- Q_R - Vazão de referência do rio (média e $Q_{7/10}$, ver Tabela 9.7);
- Q_E - Vazão de referência do efluente).



Considerando-se a vazão média do efluente no final de plano como sendo 2,84 l/s e $DBO_{TOTAL} = 33,72$ mg/l e vazão do Rio Lajeado de 269,07 l/s e $DBO_5 = 2,5$ mg/l, chega-se ao seguinte resultado:

$$DBO_{5\ PONTO\ DEMISTURA} = \frac{2,5 \cdot 269,07 + 33,72 \cdot 2,84}{269,07 + 2,84}$$

$$DBO_{5\ PONTO\ DEMISTURA} = 8,11\ \text{mg/l}$$

Vale ressaltar que as concentrações foram calculadas a partir das cargas poluidoras estimadas, referente à contribuição média de esgotos, resultando assim, no caso mais desfavorável. Se considerarmos a contribuição das águas infiltradas, que dilui o esgoto doméstico, provocará a diminuição destas concentrações.

9.6.3 IMPACTOS PREVISTOS APÓS O TRATAMENTO

Com as emissões após o tratamento do efluente atendendo os padrões e normas pertinentes, torna-se possível manter os processos e impactos ambientais sob controle (ou minimizados), por meio da incorporação de estratégias, objetivos e metas, fazendo com que os indicadores ambientais estejam alinhados às necessidades da população ficando assim, assegurada a autodepuração do corpo receptor.

Dentro destas diretrizes são notadas as seguintes melhoras principais quanto:

- Diminuição da carga de matéria orgânica solúvel, não causando a diminuição em níveis drásticos do oxigênio dissolvido, melhorando assim a vida animal ao longo do corpo receptor;
- Diminuição da emissão de nutrientes, não ocasionando o processo de eutrofização e conseqüentemente não alterando a qualidade da água, deixando desta forma de prejudicar a saúde humana e animal;
- Diminuição dos odores lançados na atmosfera;
- Diminuição da carga de metais pesados não ocasionando mais riscos ao ecossistema;
- Diminuição de materiais em suspensão permitindo assim a penetração da iluminação natural não interferindo na reposição de oxigênio;



- Redução dos riscos de transmissão de doenças infecciosas em função da diminuição dos microrganismos e organismos patogênicos, melhorando a saúde pública da região.

Um dos impactos negativos é que, mesmo diminuído a carga poluidora, esta será aplicada de forma concentrada e pontual, podendo provocar uma degradação ambiental e consequentemente comprometer a biodiversidade aquática próximo aos pontos de lançamento das respectivas ETE's.



10 BIBLIOGRAFIA

- ABNT, A. B. (novembro de 1986). NBR 9.649 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT, A. B. (abril de 1992). NBR 12.209 - Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT, A. B. (abril de 1992). *NBR 12.207 - Projeto de interceptores de esgoto sanitário.* Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT, A. B. (abril de 1992). NBR 12.208 - Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT, A. B. (abril de 1992). NBR 12.214 - Projeto de sistema de bombeamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro.
- ABNT, A. B. (abril de 1992). NBR 12.226 - Projeto de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana. Rio de Janeiro.
- ABNT, A. B. (setembro de 1997). NBR 13.969 - Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - projeto, construção e operação. Rio de Janeiro, RJ.
- Ariovaldo Nuvolari, D. D. (17 de março de 2003). *Esgoto Sanitário, Coleta, Transporte, Tratamento e Reúso Agrícola.* São Pulo: Blucher.
- Chernicharo, C. A. (2006). *Reatores anaeróbio.* Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG.
- IBGE, I. B. (2002). Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2000. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- IBGE, I. B. (13 de fevereiro de 2009). *Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE.* Acesso em 13 de fevereiro de 2009, disponível em www.ibge.gov.br
- Metcalf, L., & Eddy, H. (2004). *Wastewater Engineering - Treatment and Reuse.* New York: McGraw-Hill Companies.
- Netto, A., Fernandez, M. F., Araujo, R., & Ito, A. E. (2002). Manual de Hidráulica. São Paulo: Edgard Blücher.
- Prefeitura Municipal de Abdon Batista.* (s.d.). Acesso em março de 2009, disponível em www.abdonbatista.sc.gov.br
- Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento.* (s.d.). Acesso em março de 2009, disponível em www.pnud.org.br
- SEBRAE. (s.d.). *SEBRAE-SC.* Acesso em março de 2009, disponível em www.sebrae-sc.com.br



Sperling, M. V. (2006). *Princípios básicos do tratamento de esgotos*. Belo Horizonte.

Sperling, M. V. (2006). Princípios do Tratamento Biológico de águas Residuárias. *Lagoas de Estabilização*. Belo Horizonte.

Tsutiya, M. T., & Sobrinho, P. A. (2000). *Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário*. São Paulo.



ANEXO 1 – RESUMO ORÇAMENTÁRIO



ANEXO 2 – PLANILHA ORÇAMENTÁRIA DETALHADA



ANEXO 3 – CRONOGRAMA FÍSICO-FINANCEIRO



ANEXO 4 – PLANILHA DE CÁLCULO DA REDE COLETORA



ANEXO 5 – PLANILHA DE CÁLCULO DA LINHA DE RECALQUE



ANEXO 6 – PLANILHA DE CÁLCULO DO EMISSÁRIO



ANEXO 7 – BOLETIM DE ANÁLISES DE QUALIDADE DE ÁGUA





CONTRATADA:

Adriano Augusto Ribeiro Eng^o Sanitarista
SANETAL ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA.



