

GOVERNO DO ESTADO DO PIAUÍ
SECRETARIA DA DEFESA CIVIL DO ESTADO DO PIAUÍ
SEDEC

PROJETO BÁSICO DA ADUTORA DE CURIMATÁ

Tomo I – Hidráulico

Julho/2019



APRESENTAÇÃO



APRESENTAÇÃO

Este documento compreende o **Tomo I - Projeto Hidráulico** do **Projeto Básico da Adutora de Curimatá** sendo constituído dos seguintes produtos:

- Tomo I – Hidráulico;
- Tomo II – Desenhos;
- Tomo III – Orçamento;

No presente Volume consta a descrição do projeto básico hidráulico com o detalhamento dos locais de implantação das obras; parâmetros e dimensionamento das obras e demais estruturas que compõem o Projeto Básico da Adutora de Curimatá.

SUMÁRIO

SUMÁRIO

	Páginas
APRESENTAÇÃO	2
SUMÁRIO.....	4
FICHA TÉCNICA DO PROJETO.....	9
1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DO PROJETO	12
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	13
1.2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ABRANGÊNCIA DA ADUTORA	15
<i>1.2.1. Situação Geográfica e Vias de Acessos</i>	<i>15</i>
<i>1.2.2. Aspectos Fisiográficos.....</i>	<i>17</i>
1.2.2.1. Clima	17
1.2.2.2. Solo, Vegetação e Relevo	17
1.2.2.3. Geologia	20
<i>1.2.3. Aspectos Hidrográficos.....</i>	<i>20</i>
1.2.3.1. Recursos Hídricos Superficiais.....	20
1.2.3.2. Recursos Hídricos Subterrâneos	21
1.2.3.3. Demografia	22
1.2.3.4. Aspectos Sócio-econômicos	23
2. ESTUDO POPULACIONAL	24
<i>2.1. Projeções Populacionais</i>	<i>25</i>
2.1.1. Considerações Gerais.....	25
2.1.2. População de Referência	25
2.1.3. Modelos Estatísticos.....	26
<i>2.2. Resultados e Discussão.....</i>	<i>27</i>
2.2.1. Crescimento Populacional do Estado do Piauí (1970-2010).....	27
2.2.2. Crescimento da População de Referência (1970-2010)	27
2.2.3. Ajuste das Curvas de Crescimento Populacional.....	30
2.2.4. Conclusões	34
2.3. ESTIMATIVA POPULACIONAL X DEMANDAS DO PROJETO BÁSICO	36
2.3.1. Resultados e Discussão	36
2.3.2. Parâmetros de Projeto.....	36
2.3.3. Resultados	37
3 .ASPECTOS TÉCNICOS DA ADUTORA	39

3.1. ASPECTOS TÉCNICOS DA ADUTORA.....	40
3.1.1. Traçado do Sistema.....	40
2.4.2. Vazão Projeto Básico.....	40
4. PROJETO PROPOSTO	41
4.1. Manancial.....	42
4.2. Captação	42
4.3. Adução.....	42
4.4. Tratamento.....	43
4.5. Estações Elevatórias.....	45
4.6. Reservação	46
5. MEMORIAL DE CÁLCULO DAS UNIDADES DO SISTEMA	47
5.1. PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DAS BOMBAS DO FLUTUANTE.....	48
5.2. PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DA ETA.....	54
5.3. PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DA DOSAGEM DA ETA	63
5.4. PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DA EELF	69
5.5. PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DA EER	80
5.6. PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DA ETRG	86
5.7. PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA GRAVITÁRIA T-02	88
5.8. PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DA EEAT-02.....	93
5.9. PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA GRAVITÁRIA T-03	99

ÍNDICE DE QUADROS

Páginas

QUADRO 1.1: POPULAÇÃO URBANA RESIDENTE NOS MUNICÍPIOS PARA OS ANOS DE 2000 E 2010	22
QUADRO 1.2: DADOS SOCIOECONÔMICOS DAS CIDADES BENEFICIADAS.....	23
QUADRO 2.1: TAXAS DE CRESCIMENTO POPULACIONAL DO ESTADO DO PIAUÍ.....	27
QUADRO 2.2: DADOS POPULACIONAIS DOS MUNICÍPIOS DA ADUTORA DE CURIMATÁ E DOS MUNICÍPIOS INTERFERENTES (1970 A 2010).....	28
QUADRO 2.3: TAXAS DE CRESCIMENTO POPULACIONAL DOS MUNICÍPIOS DA ADUTORA DE CURIMATÁ E DOS MUNICÍPIOS INTERFERENTES (1970 A 2010).	29
QUADRO 2.4: EVOLUÇÃO DA POPULAÇÃO DE REFERÊNCIA DE ACORDO COM OS RESULTADOS DO AJUSTE DAS FUNÇÕES.	32
QUADRO 2.5 EVOLUÇÃO ANO A ANO DA POPULAÇÃO DE PROJETO DO ADUTORA DE CURIMATÁ	35
QUADRO 2.6: EVOLUÇÃO DAS DEMANDAS E VAZÕES DE PROJETO DO ADUTORA DE CURIMATÁ	38
QUADRO 4.1: CARACTERÍSTICAS DA CAPTAÇÃO DO SISTEMA ADUTOR DE JENIPAPO.....	42
QUADRO 4.2: CARACTERÍSTICAS DAS LINHAS DE RECALQUE DO ADUTORA DE CURIMATÁ	43
QUADRO 4.3: RESUMO DOS RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DA ETA.....	44

ÍNDICE DE FIGURAS

	Páginas
FIGURA 1.1: MAPA DE LOCALIZAÇÃO E ACESSO DOS SISTEMAS ADUTORES DE ALGODÕES II, JENIPAPO, PEDRA REDONDA, POÇOS E SALINAS	14
FIGURA 1.2: MAPA DE LOCALIZAÇÃO E ACESSO DAS CIDADES DO ADUTORA DE CURIMATÁ	16
FIGURA 1.3: DISTRIBUIÇÃO DA REGIÃO PERTENCENTE AO SISTEMAS ADUTOR ALGODÕES II DENTRO DAS REGIÕES CLIMÁTICAS DO PIAUÍ	18
FIGURA 1.4: DISTRIBUIÇÃO DA REGIÃO PERTENCENTE AO SISTEMAS ADUTOR ALGODÕES II DENTRO DAS ISOIETAS DO ESTADO DO PIAUÍ.....	19
FIGURA 2.1: AJUSTE DA CURVA DE CRESCIMENTO DA POPULAÇÃO DE REFERÊNCIA.....	31
FIGURA 2.2: GRÁFICO DOS RESULTADOS DA REGRESSÃO PARA A POPULAÇÃO DE REFERÊNCIA	33

FICHA TÉCNICA DO PROJETO



SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL
Av. Antonino Freire, 1473, Ed. Antonieta Araújo
CEP – 64.010.040 – Teresina – PI
Fones: (86) 3211-0477 / (86) 3218-1167
Email: sedec@defesacivil.pi.gov.br

FICHA TÉCNICA DO PROJETO BÁSICO – ADUTORA DE CURIMATÁ

População

Etapa	Ano	População Total (hab)	População Atendida (hab)	% Atendimento
Implantação	2015	17.021	17.021	100
Fim de Plano	2045	29.648	29.648	100

Vazões de Projeto

Ano	VAZÃO (L/s)		VAZÃO (m³/h)	
	Média	Máx. dia	Média	Máx. dia
2015	34,72	41,66	124,99	149,98
2045	60,51	72,62	217,84	261,43

Manancial

Denominação do Manancial	Cidades /Localidades beneficiadas	Capacidade/ Vazão de exploração
Açude Algodões II	Curimatá-PI, Avelino Lopes	78,00 L/s

Captação

Tipo	Operação	Quant. Bombas		Vazão (L/s)	Vazão (m³/h)	Altura manométrica (m)	Potência (CV)
		Ativa	Reserva				
Bombas apoiadas em flutuante	Bombas em paralelo	2	1	78	280,80	59,68	75
	Bomba única	1	2	78	280,80	34,71	75

Adutora de Água Bruta

Adutora	Montante	Jusante	Vazão de Recalque	Material	Diâmetro	Extensão
AAB	Bombas apoiadas em flutuante	ETA	78,00 L/s	PVC DEFoFo	300 mm	222,53 m

Linha de Recalque	Origem	Destino	Extensão (m)	Diâmetro (mm)	Material
T-01	Barragem Algodões II	Câmara de Carga (ETA)	50,00	315	PEAD
			172,53	300	PVC DEFoFo
T-02	RAP-01	RAP-02	11.540,95	300	PVC DEFoFo
T-03	REL-01	REL (Curimatá)	14.491,95	250	PVC DEFoFo

Estação de Tratamento de Água - ETA

Unidades	Vazão	Dimensões	Quantidade		Taxa de Filtração	
			1ª Etapa	2ª Etapa	1ª Etapa	2ª Etapa
Câmara de Carga	78,00 L/s	Altura: 8,00 m	1	-	-	-
Filtro Ascendente (FA)	19,5 L/s	Diâmetro: 4,00 m Altura: 3,48 m	4	-	180 m³/m².dia	-
Filtro Descendente (FD)	26,00 L/s	Diâmetro: 3,50m Altura: 3,00 m	3	-	280 m³/m².dia	-

Estação de Tratamento de Rejeitos da ETA

Unidades	Dimensões	Quantidade		Observações
		1ª Etapa	2ª Etapa	
Leito Drenante	L: 20,00 m B: 10,0 m	2	-	A água recuperada será bombeada para o início da ETA

Estação Elevatória de Água

Elevatória	Tipo	Quant. Bombas		Q (l/s)	Hman (m)	Potência (CV)
		Ativas	Reserva			
EELF	Centrífuga de Eixo Horizontal	2 (FA)	1 (FA)	272,27 (FA)	14,38 (FA)	40 (FA)
		1 (FD)	2 (FD)	112,25 (FD)	15,85 (FD)	40 (FD)
EER	Submersível	1	1	10,00	16,07	5,0

Reservatórios

Denominação	Localização	Capacidade (m³)	Tipo	Fuste
REL	Curimatá	-	Elevado-Existente	-
REL-01	Alto Alegre	100	Elevado-Projetado	15,00
RAP-01	Área da ETA	400	Apoiado-Projetado	-
RAP-02	Alto Alegre	400	Apoiado-Projetado	-

1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DO PROJETO

1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DO PROJETO

1.1. Considerações Gerais

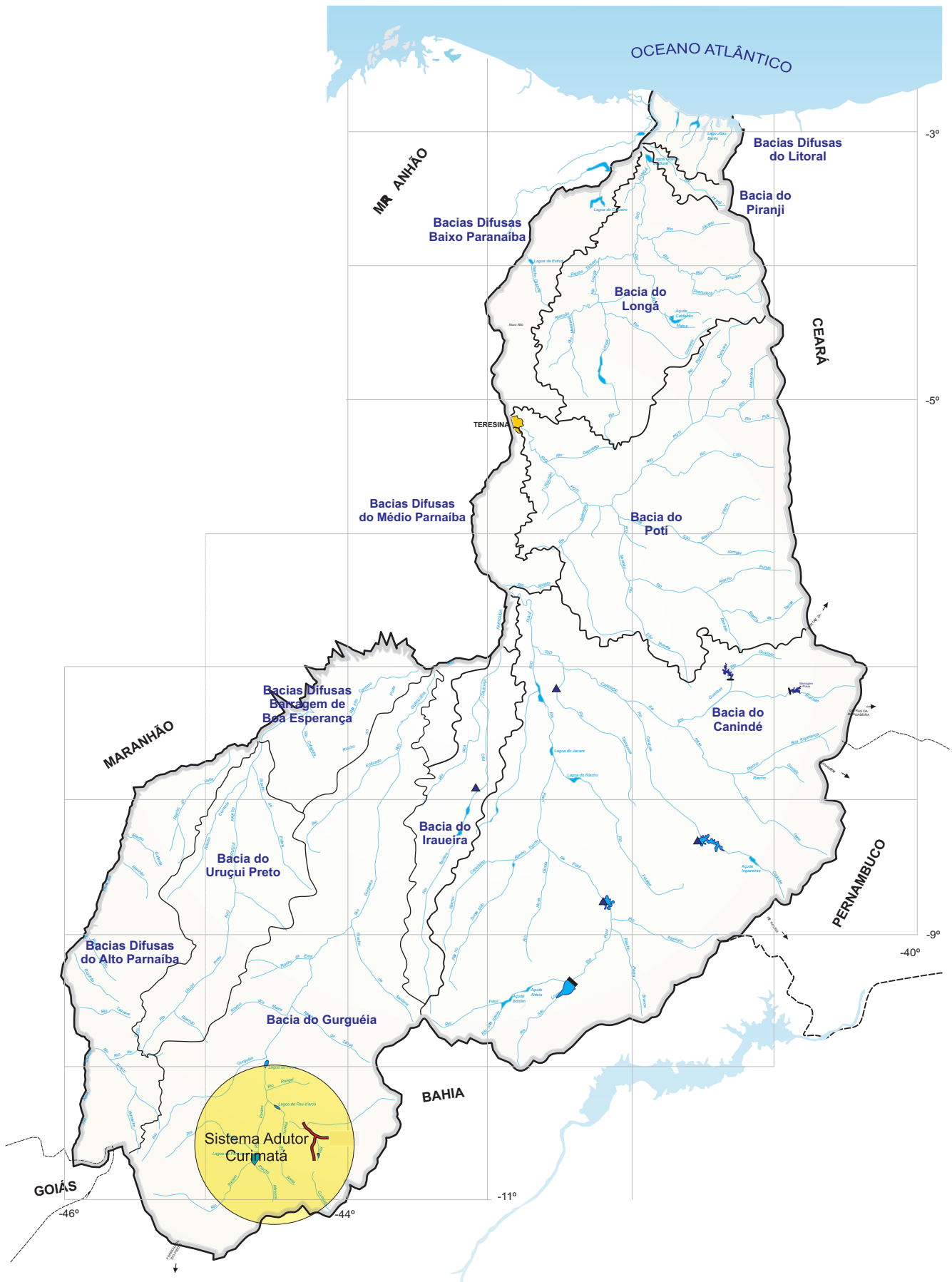
O estado do Piauí possui grande potencial hídrico, tanto no tocante às águas superficiais quanto subterrâneas, o que lhe proporciona uma grande vantagem quando da implementação de um plano acelerado de desenvolvimento. No entanto, a falta de água em muitas regiões, nos meses de estiagem, é um evento anual que já se incorporou à vida da população e, este fenômeno, se agrava ainda mais nos anos de escassez de chuva, quando a seca atinge extensas áreas do Estado, causando enormes prejuízos à população. Outro fator que o diferencia de outros Estados do nordeste brasileiro, principalmente do Ceará e Paraíba, é a presença de um grande rio perene, o Parnaíba, que separa os estados do Piauí e Maranhão. Enquanto os afluentes deste rio pelo lado do Maranhão são de pouca expressão, os da margem direita drenam toda a superfície do Piauí, cerca de 250.000 km², e, através de seu afluente Poti, atinge ainda parte do território do vizinho estado do Ceará.

O objetivo do projeto básico da Adutora de Curimatá é prover o abastecimento de água de forma sustentável, inicialmente para Curimatá e as localidades ao longo do caminhamento da adutora, com possibilidade futura para Avelino Lopes e Júlio Borges, pois a ETA(Estação de Tratamento de Água) e a AAT-1(Adutora de água Tratada) projetadas, possuirá capacidade para o atendimento às duas cidades também. O manancial proposto é o reservatório de Algodões II.

Atualmente, a região convive com sérios problemas relacionados ao abastecimento de água de sua população. As cidade de Curimatá, Avelino Lopes e Júlio Borges são abastecidas através de pequenos reservatórios ou poços tubulares, que em período de estiagem têm suas capacidades reduzidas com o esvaziamento desses reservatórios ou rebaixamento do nível do lençol freático da região.

Algodões II com volume de 247 milhões de m³ e capacidade de regularização da ordem de 2,6 m³/s, garante o abastecimento dessas cidades.

A localização da adutora, em relação ao estado do Piauí, pode ser visualizada na **Figura 1.1**.



Elaboração do Projeto Básico do Sistema Adutor de **Curimatá**

Figura 1.1: Mapa de Localização da Adutora de Curimatá

1.2. Caracterização da Área de Abrangência da Adutora

1.2.1. Situação Geográfica e Vias de Acessos

O objetivo do projeto da adutora de Curimatá é prover o abastecimento de água de Curimatá e os povoados Curralinho, Lagoa Grande, Delícia e Alto Alegre .

Considerando a cidade de Curimatá o principal acesso até a sua sede municipal, a partir de Teresina, é feito pelas BR's – 316 e 343 até Floriano. A partir de Floriano, segue-se em direção sul através da PI-140 e outros seguimentos estaduais até a cidade de Elizeu Martins onde inicia-se a BR-135. Segue-se por esta BR até a cidade de Redenção do Gurguéia. A partir desta cidade segue-se em direção sudeste pela PI-257 até a cidade de Curimatá. O percurso total entre Teresina e Curimatá é de aproximadamente 700 Km. Curimatá limita-se ao norte com os municípios de Redenção do Gurguéia e Bom Jesus, ao sul com os municípios de Júlio Borges e Parnaguá, à leste com os municípios de Avelino Lopes e Morro Cabeça no Tempo, e à oeste com os municípios de Parnaguá e Riacho Frio.

A Barragem Algodões II fica a 25 Km da cidade de Curimatá. O seu acesso se dá, a partir de Curimatá, através da PI-413, até chegar no local da barragem após percorrer mais 1,5 Km.

A localização e acesso à Adutora de Curimatá estão apresentados na **Figura 1.2**.

1.2.2. Aspectos Fisiográficos

1.2.2.1. Clima

A cidade de Curimatá, apresenta clima de transição sub-úmido, com temperaturas que variam entre 25°C e 37°C. A distribuição das cidades e localidades da adutora de Curimatá dentro das regiões climáticas do Piauí pode ser observada na **Figura 1.3**.

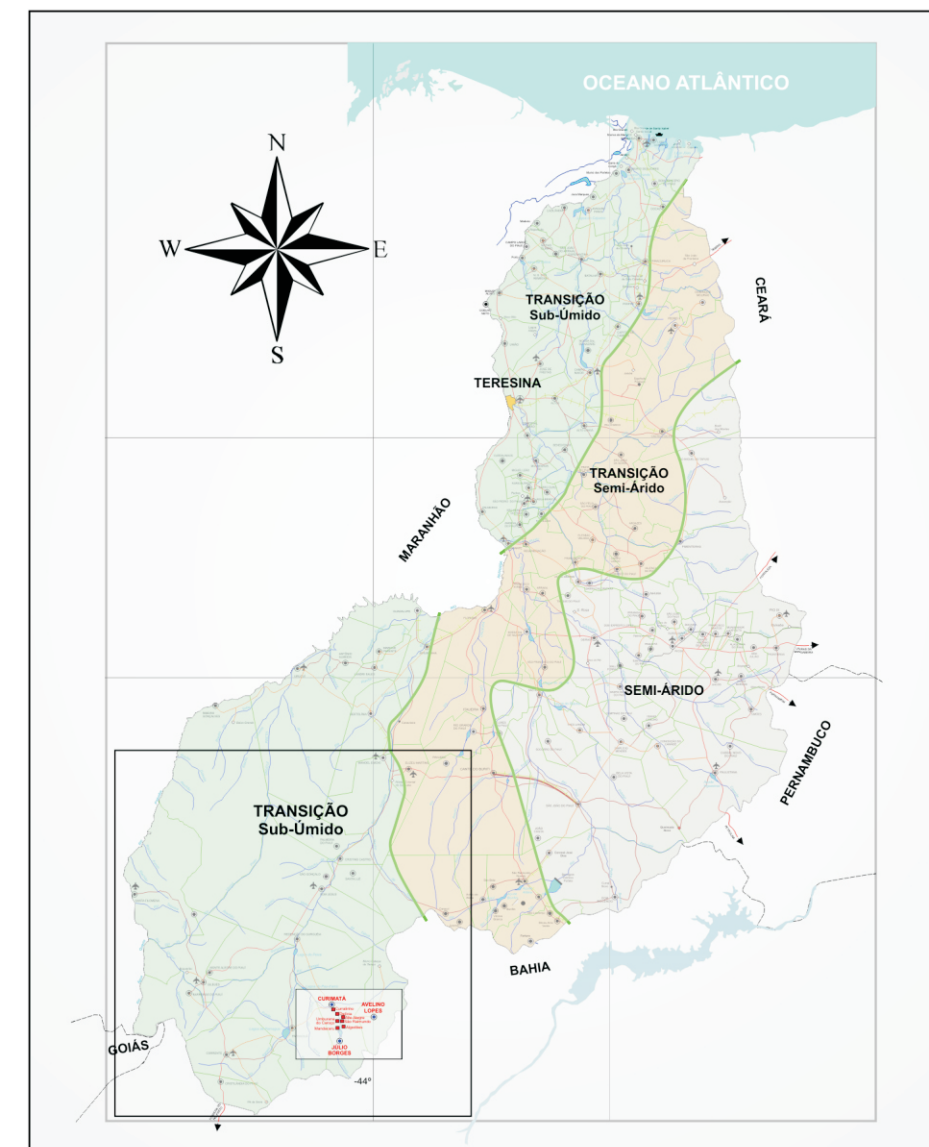
Em relação à precipitação pluviométrica média, esta é definida pelo Regime Equatorial Continental com isoietas em torno de 800 e 1000 mm. Nos trimestres janeiro-fevereiro-março e dezembro-janeiro-fevereiro ocorrem os períodos de maior precipitação nas regiões dos sistemas adutores. Na **Figura 1.4** consta o mapa de isoietas do Estado do Piauí.

1.2.2.2. Solo, Vegetação e Relevo

Na região dos municípios abrangidos pela adutora de Curimatá, são observados solos espessos, jovens, com influência do material subjacente, compreendendo latossolos amarelos, álicos ou distróficos, textura média, associados com areias quartzosas e/ou podzólico vermelho-amarelo concrecionário, plântico ou não plântico, fase cerrado tropical subcaducifólio. Os solos da região são provenientes das alterações dos materiais descritos abaixo:

- **Curimatá:** arenitos, siltitos, folhelhos, laterito, xisto, filito, granito, quartzito e gnaiss;

Quanto ao relevo, o acidente morfológico predominante é a ampla superfície tabular reelaborada, plana ou levemente ondulada, limitada por escarpas abruptas que podem atingir 600 m, exibindo relevo com zonas rebaixadas e dissecadas.



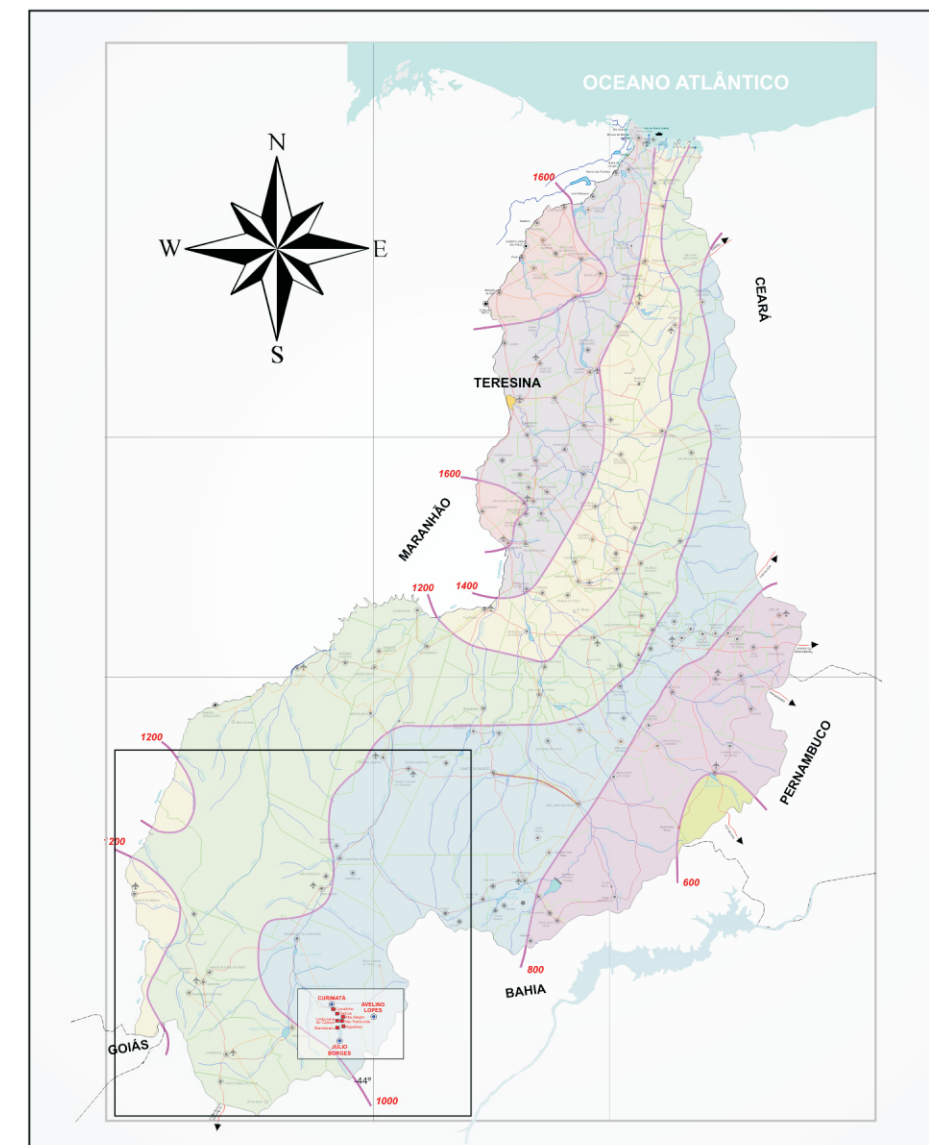
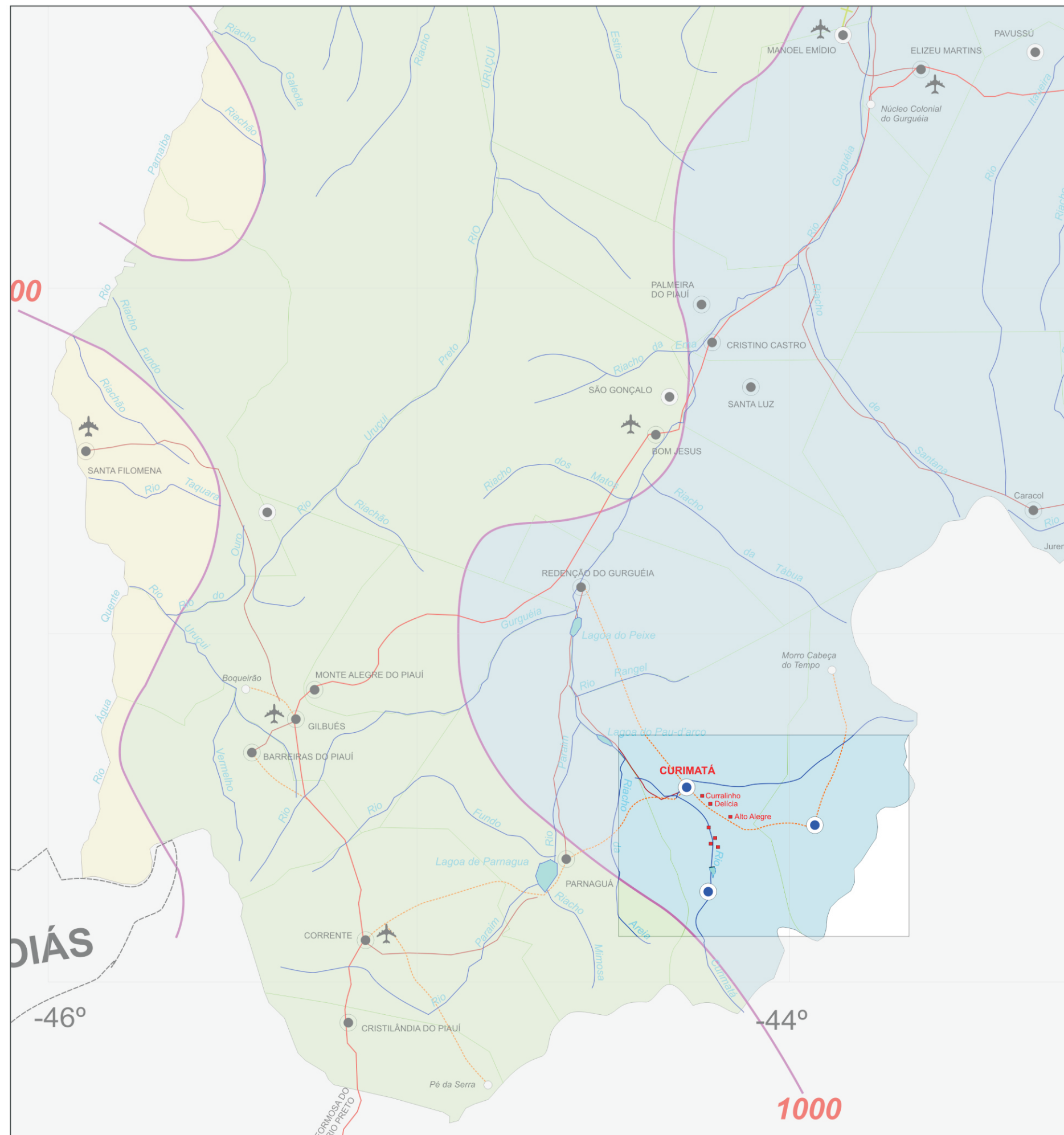
Legenda:

- | | |
|---|---|
|  Transição Sub-úmido |  Área de Abrangência do Estudo |
|  Transição Semi-árido |  Rodovia sem Pavimentação |
|  Semi-árido |  Outras Estradas e Caminhos |
|  Rodovia Pavimentada |  Localidades Atendidas |
|  Ferrovia |  Rios/Riachos |
|  Lago/lago |  Limites Município |
|  Sede dos Municípios Atendidos |  Sede dos Municípios não Atendidos |



Elaboração do Projeto Básico do Sistema Adutor de **Curimatá**

Figura 1.3: Distribuição da cidade de Curimatá e Localidades dentro das regiões climáticas do Piauí



Legenda:

	$H \leq 600$		$1200 < H \leq 1400$
	$600 < H \leq 800$		$1400 < H \leq 1600$
	$800 < H \leq 1000$		$H > 1600$
	$1000 < H \leq 1200$		Rodovia Pavimentada
	Sede dos Municípios Atendidos		Ferrovia
	Área de Abrangência do Estudo		Outras Estradas e Caminhos
	Rodovia sem Pavimentação		Localidade Atendida
	Lagoas		Rios/Riachos
	Sede dos Municípios não Atendidos		Limites Município



Elaboração do Projeto Básico do Sistema Adutor de **Curimatá**

Figura 1.4: Distribuição da cidade de Curimatá e Localidades dentro das isoietas do Estado do Piauí

1.2.2.3. Geologia

Aproximadamente 50% da área dos municípios do Adução de Curimatá está ocupada por rochas cujas unidades geológicas pertencem às coberturas sedimentares. Os sedimentos de idade mais recentes compreendem os Depósitos Aluvionares com areias e cascalhos inconsolidados. Os Depósitos Colúvio–eluviais, reunindo areia, argila, cascalho e lateritas e os Depósitos Detríticos e/ou Lateríticos, constituídos de sedimento arenoso, areno-argiloso e laterítico. Logo após, encontra-se a Formação Cabeças caracterizada pela presença de arenito, conglomerado e siltito. Aparece a Formação Pimenteiras agrupando arenito, siltito e folhelho. Na porção basal do pacote sedimentar repousam litologias do denominado Grupo Serra Grande, tais como conglomerado, arenito e intercalações de siltito e folhelho.

Outra fração da área em questão acha-se coberta por litologias pertencentes ao embasamento cristalino. Como unidade mais jovem representante do embasamento, salienta-se a presença de Granito. O Grupo Formosa do Rio Preto destaca-se com filito, quartzito, xisto e metaconglomerado. Como unidade mais antiga, cita-se o Complexo Formosa do Rio Preto com gnaisse.

1.2.3. Aspectos Hidrográficos

1.2.3.1. Recursos Hídricos Superficiais

No intuito de otimizar a disponibilidade dos recursos hídricos superficiais da região na qual se insere a adutora de Curimatá, o Rio Curimatá foi barrado para a construção da Barragem Algodões II. As principais características da Barragem Algodões II são apresentadas abaixo:

Área da Bacia Hidrográfica	1.254,00 Km ² ;
Capacidade	247.000.000 m ³ ;
Coordenadas do eixo	Lat. 10°09' Long. 44°12';
Rio barrado.....	Curimatá;
Extensão	500 m;
Altura do Maciço.....	35 m;
Vazão Regularizada (90%)	2,60 m ³ /s.

1.2.3.2. Recursos Hídricos Subterrâneos

As rochas cristalinas representam o que é denominado comumente de “aqüífero fissural” e representam uma extensão significativa da área total da região em análise. Compreendem uma variedade de rochas pré-cambrianas do embasamento cristalino, constituindo-se em granitos, filitos, quartzitos e xistos. Como basicamente não existe uma porosidade primária nessas rochas, a ocorrência de água subterrânea é condicionada por uma porosidade secundária representada por fraturas e fendas, o que se traduz por reservatórios aleatórios, descontínuos e de pequena extensão. Nesse contexto, em geral, as vazões produzidas por poços são pequenas e a água, em função da falta de circulação, dos efeitos do clima semi-árido e do tipo de rocha, é, na maior parte das vezes, salinizada. Essas condições definem um potencial hidrogeológico baixo para as rochas cristalinas, sem, no entanto, diminuir sua importância como alternativa de abastecimento nos casos de pequenas comunidades ou como reserva estratégica em períodos prolongados de estiagem.

As unidades do domínio rochas sedimentares, são da Bacia do Parnaíba, pertencentes ao Grupo Serra Grande e às formações Pimenteiras e Cabeças.

O Grupo Serra Grande é constituído litologicamente de arenitos e conglomerados e normalmente apresentam um potencial médio, sob o ponto de vista da ocorrência de água subterrânea, tanto do ponto de vista quantitativo quanto qualitativo.

A Formação Pimenteiras, constituída de folhelhos e siltitos, rochas de baixíssima permeabilidade e porosidade, normalmente apresentam um potencial baixo, sob o ponto de vista da ocorrência de água subterrânea, tanto do ponto de vista quantitativo quanto qualitativo.

As características litológicas da Formação Cabeças indicam boas condições de permeabilidade e porosidade, favorecendo assim o processo de recarga por infiltração direta das águas de chuvas. Tal aqüífero se constitui num importante elemento de armazenamento de água subterrânea do município, também pelo fato de ocorrer em cerca de 25% da área do município.

O domínio correspondente aos depósitos detrítico-lateríticos e colúvio-eluviais se refere a coberturas de sedimentos detríticos, com idade tércio-quaternária, ocorrendo em forma de

pequenas manchas irregulares principalmente sobre as rochas cristalinas, na porção sudeste da área. Forma cerca de 25% da área total do município. Esses depósitos não são importantes do ponto de vista hidrogeológico, porque suas unidades litológicas são delgadas e pouco favoráveis à acumulação de água subterrânea.

Os depósitos aluvionares são representados por sedimentos areno-argilosos recentes, que ocorrem margeando as calhas dos principais rios e riachos que drenam a região e apresentam, em geral, uma boa alternativa como manancial, tendo uma importância relativa alta do ponto de vista hidrogeológico. Normalmente, a alta permeabilidade dos termos arenosos compensa as pequenas espessuras, produzindo vazões significativas. Porém tem pouca expressão como manancial para abastecimento, pois ocorre apenas numa pequena área no extremo noroeste do município.

1.2.3.3. Demografia

Como já citado anteriormente, o estudo populacional da adutora de Curimatá levará em consideração um futuro atendimento às cidades de Avelino Lopes e Júlio Borges, compartilhando a mesma ETA (Estação de Tratamento de Água) para as 03 cidades e localidades ao longo de seus caminhamentos. Esse Sistema é denominado de Adutora de Curimatá. Segundo os dados censitários de 2010, realizado pelo IBGE, a população urbana total é de 15.416 habitantes. A cidade com a menor população urbana é Júlio Borges, com 1.618 habitantes, enquanto a maior população urbana ocorre na cidade de Curimatá com 7.084 habitantes.

Entre os censos de 2000 e 2010 todas as cidades apresentaram taxas positivas de crescimento populacional, no entanto, destaca-se a cidade de Júlio Borges com o maior percentual (5,63%) e Avelino Lopes como a que menos cresceu (2,75%) nesse intervalo de 10 anos.

No **Quadro 1.1**, têm-se a população urbana de cada município pertencente a Adutora de Curimatá entre os censos de 2000 e 2010, com suas respectivas taxas de crescimento populacional.

Quadro 1.1: População urbana residente nos municípios para os anos de 2000 e 2010

Cidade	População Urbana		Tx. Cresc. Geom. Anual
	2000	2010	
Curimatá	5.267	7.084	3,01%
Avelino Lopes	5.118	6.714	2,75%
Júlio Borges	936	1.618	5,63%

Fonte: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), censo 2010.

1.2.3.4. Aspectos Sócio-econômicos

No **Quadro 1.2** constam os dados socioeconômicos das cidades beneficiadas pela adutora .

Entre os parâmetros apresentado se destaca o IDH-M. O Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDH-M) é uma medida comparativa que engloba três dimensões: riqueza, educação e esperança média de vida. É uma maneira padronizada de avaliação e medida do bem-estar de uma população. O índice foi desenvolvido em 1990 pelo economista paquistanês Mahbub ul Haq, e vem sendo usado desde 1993 pelo Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento no seu relatório anual. O índice varia de zero (nenhum desenvolvimento humano) a 1 (desenvolvimento humano total). Municípios com IDH-M até 0,499 têm desenvolvimento humano considerado baixo; aqueles com índices entre 0,500 e 0,799 são considerados de médio desenvolvimento humano; IDH-M maior que 0,800 têm desenvolvimento humano considerado alto.

Uma característica dos municípios beneficiados pelo sistema adutor é que seus IDH-M são todos superiores a 0,50, configurando uma realidade de médio-baixo desenvolvimento humano. Espera-se que com o advento das melhorias sanitárias esses índices possam crescer.

Quadro 1.2: Dados socioeconômicos das cidades beneficiadas

Sistema Adutor	Cidade	PIB per capita	PIB a preço de mercado corrente (2007)	Taxa de Alfab. (2010)	IDH-M (2000)
Algodões II	Curimatá	R\$ 2.913,64	30.185.000	82,70%	0,680
	Avelino Lopes	R\$ 2.133,39	24.549.000	78,50%	0,574
	Julio Borges	R\$ 2.243,71	11.779.000	82,70%	0,593

Fonte: IBGE, censo 2010/CEPRO, Diagnóstico Socioeconômico dos Municípios do PI.

2. ESTUDO POPULACIONAL

2. ESTUDO POPULACIONAL E DE DEMANDAS

2.1. Projeções Populacionais

2.1.1. Considerações Gerais

No estudo populacional da Adutora de Curimatá estará inserido também as demandas de Avelino Lopes e Júlio Borges, para que no futuro se possa atender essas duas últimas cidades apenas com a implantação de ramais adutores sem maiores problemas técnicos e com custo bastante reduzido. Para o presente estudo, a escolha do modelo de projeção populacional baseou-se nos levantamentos censitários do IBGE (1970, 1980, 1991, 1996, 2000 e 2010), procurando-se encontrar o ajustamento estatístico da curva observada e obtida com base nos dados censitários desses últimos 30 anos.

Porém, como de 1970 a 2000, principalmente no ano de 1997, grande parte dos municípios do Estado do Piauí sofreu desmembramentos para emancipações de novos municípios, para estes casos, foram analisados os comportamentos de crescimento populacional do conjunto de dados: população município origem e população municípios desmembrados (interferentes) a partir do município de origem, ao longo dos Censos realizados pelo IBGE.

No caso de municípios emancipados a partir do desmembramento de dois ou mais municípios origem contemplados no projeto, a população destes também entraram no conjunto de dados para o estudo populacional.

Os dados relativos à evolução populacional do Estado do Piauí também são informações importantes para análise do crescimento populacional dos municípios que fazem parte do projeto, pois mostram o comportamento e as tendências, baseados nos censos do IBGE, do crescimento aferido nas últimas décadas para o Estado.

2.1.2. População de Referência

Visando obter dados coerentes para a projeção das populações de projeto, foi considerada como sendo a população de referência para do presente estudo a soma das populações urbanas dos municípios que fazem parte do sistema e dos municípios interferentes.

2.1.3. Modelos Estatísticos

A partir dos dados populacionais do IBGE, foram aplicados modelos matemáticos, visando definir a equação que indicasse uma melhor correlação da tendência de crescimento esperada a partir dos dados conhecidos.

Portanto, para a avaliação da população refletida pela expectativa prevista, efetuou-se uma análise de regressão, a partir dos dados censitários de 1970, 1980, 1991, 1996 e 2000, de forma a se obter um modelo matemático capaz de traduzir o crescimento passado e apontar valores para uma tendência futura de crescimento populacional da comunidade. Assim, foram considerados cinco modelos estatísticos de equações de regressão: linear, logarítmico, exponencial, potência e polinomial.

- Equação Linear: $y = ax - b$
- Equação Logarítmica: $y = a.\ln(x) - b$
- Equação Exponencial: $y = a.e^{bx}$
- Equação Potencial: $y = ax^b$
- Equação Polinomial: $y = ax^2 + bx + c$

A decisão quanto ao método a ser utilizado foi baseada no valor do coeficiente R² associado a cada regressão, conforme modelos indicados anteriormente e na análise das taxas de crescimento observadas nos últimos dados dos censos. A partir da determinação da taxa de crescimento adequada, foi aplicada a equação do método geométrico:

$$P_{a2} = P_{a1} \times (1 + r)^{a2 - a1}$$

, onde:

P_{a1} = população do ano a1;

P_{a2} = população do ano a2;

r = taxa de crescimento determinada.

2.2. Resultados e Discussão

2.2.1. Crescimento Populacional do Estado do Piauí (1970-2010)

As taxas de crescimento, geométrico relativas à evolução do crescimento populacional do Estado do Piauí, no período de 1970 a 2010, estão apresentadas no **Quadro 2.1**. O crescimento da população total do Estado, durante este período, apresentou como característica básica taxas decrescentes, sendo a média igual a 1,56% (1970 a 2010). Quando analisado o local de domicílio, observa-se que em relação à população rural, a taxa média entre 1970 e 2010, foi negativa, ao contrário da população residente em domicílios urbanos, cuja taxa média do período foi igual a 3,40%. O comportamento observado indica que houve uma forte migração da população rural para as cidades, fato característico na região nordestina nas últimas décadas, ocasionado por diversos fatores, dentre os quais, a questão da seca e a falta de infraestrutura no meio rural.

Quadro 2.1: Taxas de crescimento populacional do Estado do Piauí

Região	1970-1980	1980-1991	1991-1996	1996-2000	2000-2010	1970-2010
Urbana	5,26	3,89	2,62	3,54	1,38	3,40
Rural	0,82	-0,19	-1,67	-1,42	0,12	-0,17
Total	2,44	1,73	0,70	1,55	0,93	1,56

Fonte: IBGE

2.2.2. Crescimento da População de Referência (1970-2010)

No **Quadro 2.2** e **Quadro 2.3** estão apresentados, respectivamente, os dados populacionais e as taxas de crescimento relativo aos Censos do IBGE de 1970 a 2010, para os municípios de interesse. Estes indicam que vem ocorrendo uma forte tendência à migração da população rural para as sedes municipais, com o crescimento da população total dos municípios decaindo, seguindo o mesmo comportamento observado para o Estado. A taxa média de crescimento da população total de referência, entre 1970 e 2010, foi de 1,71 %, enquanto nesse mesmo período, a taxa para o crescimento da população urbana atingiu média de 5,73 %.



Quadro 2.2: Dados populacionais do Sistema Adutor Curimatá e dos municípios de influência referentes aos anos de 1970 a 2010.

SISTEMA	CIDADE ATENDIDA	MUN. DE ORIGEM/ANO DE CRIAÇÃO	ANO																	
			1.970			1.980			1.991			1.996			2.000			2.010		
			Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total
Algodões II	<u>Curimatá</u>		999	7.185	8.184	2.227	8.264	10.491	3.606	9.207	12.813	3.988	9.060	13.048	5.267	4.251	9.518	7.084	3.677	10.761
	<u>Avelino Lopes</u>	Curimatá/1962	810	6.866	7.676	1.621	8.527	10.148	3.344	8.661	12.005	4.039	8.602	12.641	5.118	4.507	9.625	6.714	4.353	11.067
	<u>Julio Borges</u>	Curimatá/1992	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	936	3.930	4.866	1.618	3.755	5.373
	Morro Cabeça no Tempo	Avelino Lopes/1998	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	704	3.722	4.426	1.404	2.664	4.068
TOTAL GERAL			1.809	14.051	15.860	3.848	16.791	20.639	6.950	17.868	24.818	8.027	17.662	25.689	12.025	16.410	28.435	16.820	14.449	31.269

Fonte: IBGE

Quadro 2.3: Taxas de crescimento populacional do Sistema Curimatá e dos municípios de influência referentes aos anos de 1970 a 2010.

SISTEMA	CIDADE ATENDIDA	MUNICÍPIO DE ORIGEM/ANO DE CRIAÇÃO	ANO																	
			1970	a	1980	1980	a	1991	1991	a	1996	1996	a	2000	2000	a	2010	1970	a	2010
			Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total
Algodões II	<u>Curimatá</u>		8,35	1,41	2,51	4,48	0,99	1,83	2,03	-0,32	0,36	7,20	-17,24	-7,58	3,01	-1,44	1,24	5,02	-1,66	0,69
	<u>Avelino Lopes</u>	Curimatá/1962	7,18	2,19	2,83	6,80	0,14	1,54	3,85	-0,14	1,04	6,10	-14,92	-6,59	2,75	-0,35	1,41	5,43	-1,13	0,92
	<u>Julio Borges</u>		-	-	-	-	-	-	-	-	-				5,63	-0,45	1,00			
	Morro Cabeça no Tempo		-	-	-	-	-	-	-	-	-									
TOTAL GERAL			7,84	1,80	2,67	5,52	0,57	1,69	2,92	-0,23	0,69	10,63	-1,82	2,57	3,41	-1,26	0,95	5,73	0,07	1,71

Fonte: IBGE

2.2.3. Ajuste das Curvas de Crescimento Populacional

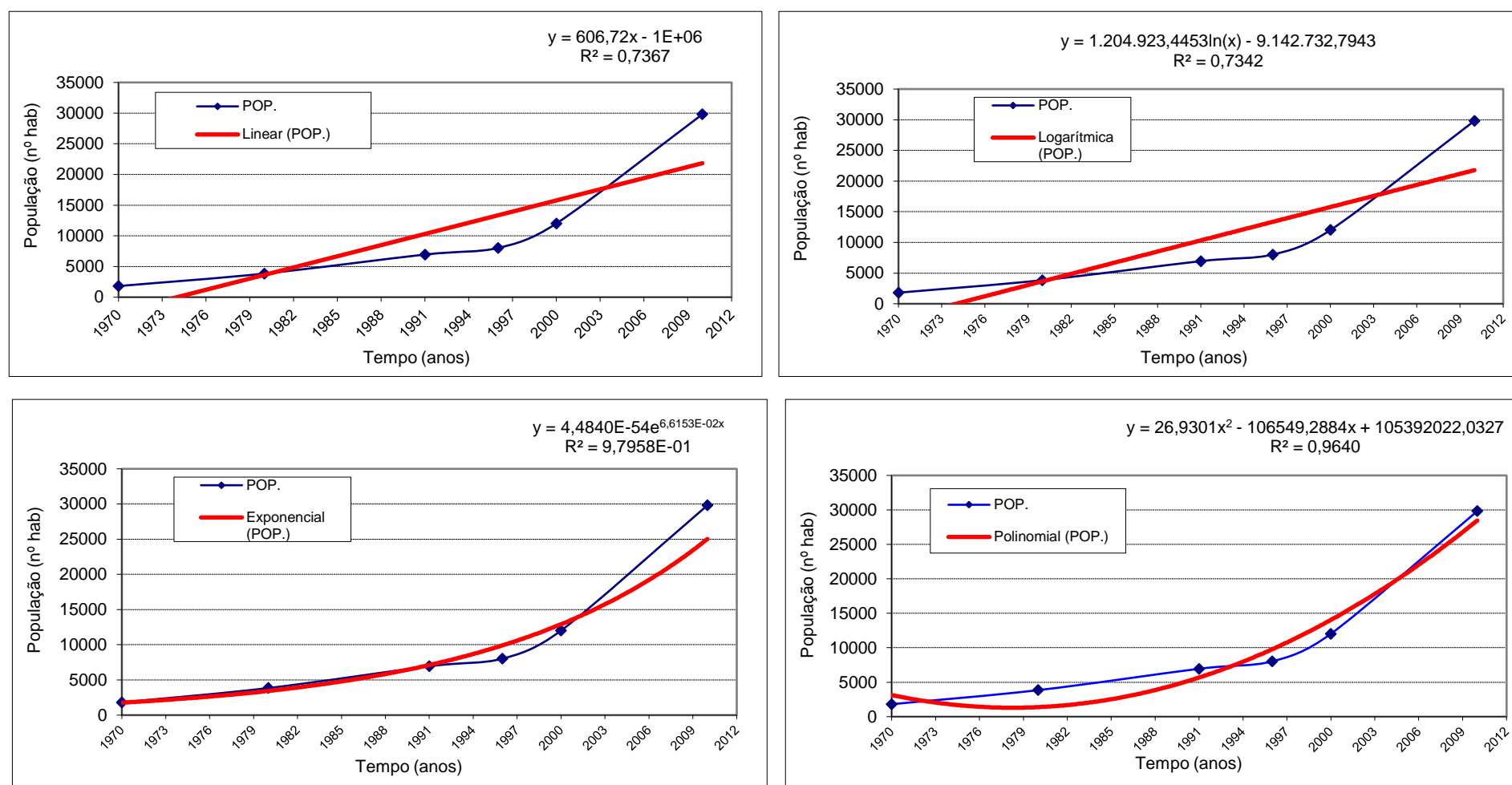
As representações gráficas, de ajustes das curvas, para a população urbana da região de influência , utilizando as funções dos modelos citados, com os seus respectivos coeficientes de correlação, estão apresentadas na **Figura 2.1**. Os resultados dos coeficientes de correlação – R^2 , para cada função foram os seguintes:

- Função Linear 0,9308
- Função Logarítmica 0,9293
- Função Exponencial..... 0,9836
- Função Potencial 0,9841
- Função Polinomial..... 0,9853

Os ajustes das curvas geraram coeficientes altos, sendo as funções exponencial, potencial e polinomial as que resultaram em maiores coeficiente de correlação. Mesmo assim, as taxas de crescimento obtidas nas referidas curvas são altas em comparação com a média observada entre 1970 e 2010.

Os resultados das projeções para o ano 2045, da população de referência , calculados através dos métodos de regressão citados anteriormente, estão apresentadas **Quadro 2.4** e representado graficamente na **Figura 2.2**.

Figura 2.1: Ajuste da curva de crescimento da população urbana da região de influência.

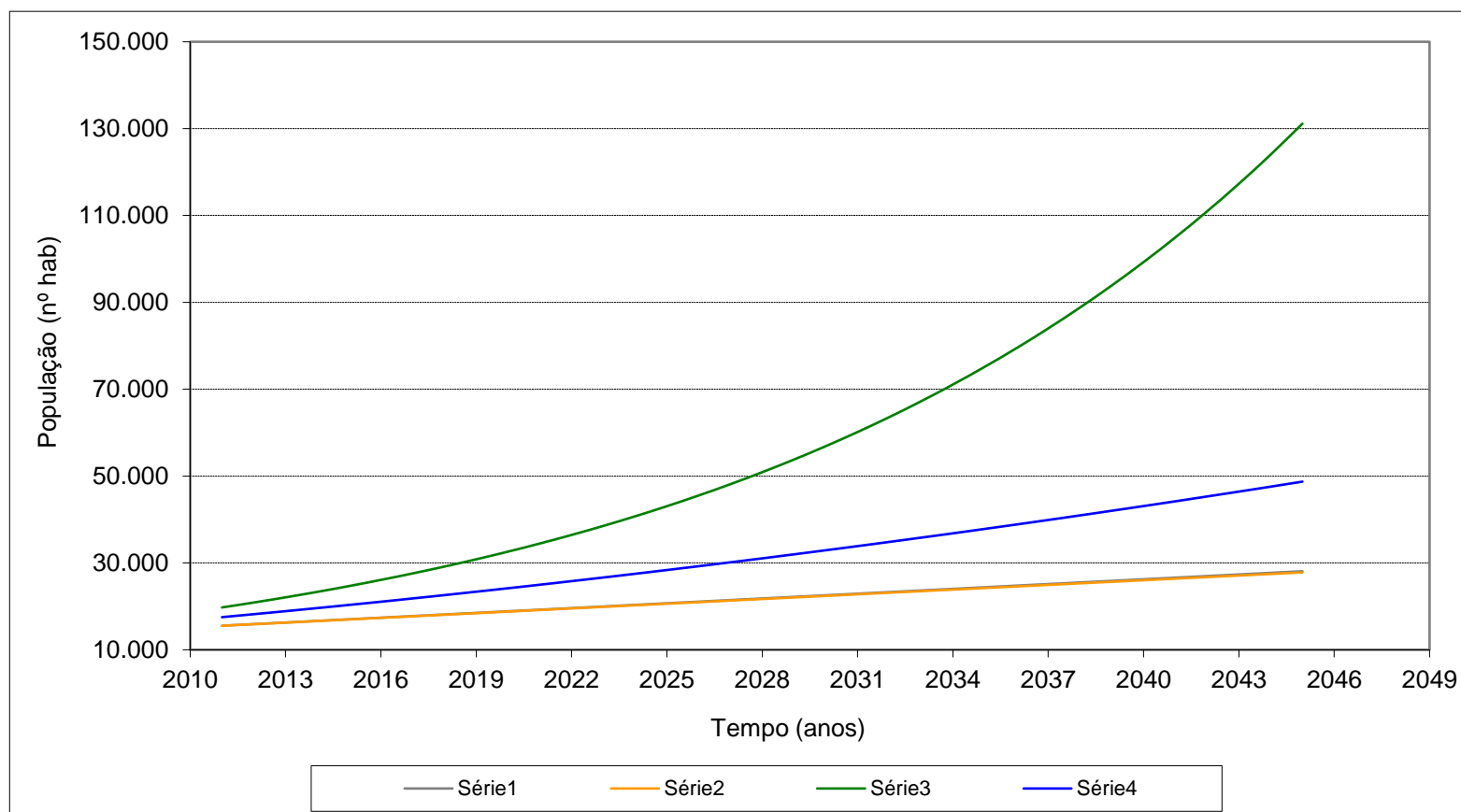




Quadro 2.4: Evolução da população urbana da região de influência de acordo com os resultados do ajuste das funções.

Curva	Linear	Logarítmica	Exponencial	Polinomial
R ²	0,9308	0,9293	0,9836	0,9853
Pop.IBGE - Ano de 2010	16.820	16.820	16.820	16.820
2011	15.551	15.528	19.755	17.518
2012	15.920	15.892	20.886	18.201
2013	16.289	16.256	22.081	18.897
2014	16.657	16.621	23.346	19.608
2015	17.026	16.984	24.682	20.333
2016	17.395	17.348	26.095	21.073
2017	17.764	17.712	27.589	21.826
2018	18.132	18.075	29.169	22.594
2019	18.501	18.438	30.839	23.376
2020	18.870	18.801	32.604	24.173
2021	19.239	19.164	34.471	24.983
2022	19.607	19.527	36.444	25.808
2023	19.976	19.889	38.530	26.647
2024	20.345	20.251	40.736	27.501
2025	20.714	20.613	43.068	28.369
2026	21.082	20.975	45.534	29.251
2027	21.451	21.337	48.141	30.147
2028	21.820	21.698	50.897	31.058
2029	22.188	22.060	53.811	31.982
2030	22.557	22.421	56.891	32.922
2031	22.926	22.782	60.149	33.875
2032	23.295	23.143	63.592	34.842
2033	23.663	23.504	67.233	35.824
2034	24.032	23.864	71.082	36.821
2035	24.401	24.224	75.151	37.831
2036	24.770	24.584	79.453	38.856
2037	25.138	24.944	84.002	39.895
2038	25.507	25.304	88.811	40.948
2039	25.876	25.664	93.896	42.015
2040	26.245	26.023	99.271	43.097
2041	26.613	26.382	104.954	44.193
2042	26.982	26.742	110.963	45.303
2043	27.351	27.100	117.316	46.428
2044	27.720	27.459	124.032	47.567
2045	28.088	27.818	131.133	48.720
Taxa média	1,48	1,45	6,04	3,09

Figura 2.2: Gráfico dos resultados da regressão para a população urbana da região de influência.



2.2.4. Conclusões

A população das sedes municipais, do estado do Piauí, apresenta um crescimento muito influenciado pela migração das populações rurais para centros urbanos, o que resultou em taxas de crescimento urbano elevadas nas últimas décadas. A taxa média de crescimento da população urbana registrada para o Estado, entre 1970 e 2010, foi de 3,40% ao ano, embora este valor apresente uma tendência decrescente, considerando que entre 2000 e 2010 esta taxa foi de apenas 1,38%.

O resultado da aplicação dos métodos de regressão para a população de referência do projeto resultou em uma taxa média de 3,01%. A taxa média de crescimento da população urbana e total aferida pelo IBGE, entre 2000 e 2010, foi de 3,41% e 0,95%, respectivamente.

- Curimatá2,00%
- Avelino Lopes.....1,75%
- Julio Borges1,75%

Assim, a população estimada para o ano de 2045 para a Adutora de Curimatá será de **29.648 hab.** No **Quadro 2.5** é apresentada a evolução ano a ano da população de projeto.



Quadro 2.5: Evolução ano a ano da população de projeto urbana do Sistema Adutor Curimatá

Ano	Pop. total		Pop. total Avelino		Pop. total Julio	
	Tx. (%)	Pop. (hab.)	Tx. (%)	Pop. (hab.)	Tx. (%)	Pop. (hab.)
Pop. IBGE 2010		7.084		6.714		1.618
2015		7.821		7.413		1.786
2016		7.978		7.543		1.818
2017		8.137		7.675		1.849
2018		8.300		7.809		1.882
2019		8.466		7.945		1.915
2020		8.635		8.085		1.948
2021		8.808		8.226		1.982
2022		8.984		8.370		2.017
2023		9.164		8.516		2.052
2024		9.347		8.665		2.088
2025		9.534		8.817		2.125
2026		9.725		8.971		2.162
2027		9.919		9.128		2.200
2028		10.118		9.288		2.238
2029		10.320		9.451		2.278
2030	2,00	10.526	1,75	9.616	1,75	2.317
2031		10.737		9.784		2.358
2032		10.952		9.956		2.399
2033		11.171		10.130		2.441
2034		11.394		10.307		2.484
2035		11.622		10.487		2.527
2036		11.854		10.671		2.572
2037		12.092		10.858		2.617
2038		12.333		11.048		2.662
2039		12.580		11.241		2.709
2040		12.832		11.438		2.756
2041		13.088		11.638		2.805
2042		13.350		11.842		2.854
2043		13.617		12.049		2.904
2044		13.889		12.260		2.954
2045		14.167		12.474		3.006
TOTAL				29.648		

2.3. Estimativa Populacional x Demandas do Projeto Básico

2.3.1. Resultados e Discussão

A metodologia utilizada para a definição das demandas e das vazões de projeto seguiu os seguintes critérios e os recomendados pelas Normas da ABNT.

2.3.2. Parâmetros de Projeto

- População (hab): P (estimada a partir do estudo populacional)
- Consumo per capita bruto q (l/hab.dia):
 - Para comunidades com população de 4.000 a 50.000 hab.: 150,00
 - Para comunidades com população inferior a 4.000 hab.: 120,00
- Consumo per capita líquido qlíquido (l/hab.dia):
 - Para comunidades com população de 4.000 a 50.000 hab.: 112,50
 - Para comunidades com população inferior a 4.000 hab.: 90,00
- Índice de perdas (ip) = 25%
- Índice de abastecimento iab (%): 100,00
- Tempo máximo de funcionamento do sistema: (t) = 20 h
- Coeficiente de variação do consumo: os valores adotados foram aqueles usualmente utilizados em sistemas de abastecimento d'água, associados às prescrições normativas da ABNT, normas NBR-9648, NBR-9649, ambas de 1996 e P-NB 568, de 1975:
 - K₁ = 1,20 – coeficiente do dia de maior consumo
 - K₂ = 1,50 – coeficiente da hora de maior consumo
- Vazões de projeto:

- Demanda (m³/ano): $DEM = \frac{P \times q_{\text{líquido}} \times \frac{iab}{100} \times 365}{1000}$

- Oferta (m³/ano): $OF = \frac{DEM}{1 - (ip/100)}$

- Vazão Média (l/s): $Q_m = \frac{OF}{365 \times 86400 \times 1000 \times \frac{24}{20}}$
- Vazão Máxima Diária: $Q_d = Q_m \times K_1$
- Vazão Máxima Horária: $Q_h = Q_d \times K_2$
- População de Projeto P (hab): Estimada a partir da população atual aplicando-se as taxas de crescimento adotadas durante a vida útil do projeto
- Reservação: este estudo não contempla avaliação e ampliação das redes de distribuição das cidades. Portanto, a reservação adotada se restringe aos aspectos operacionais e funcionais do sistema. Assim, foram projetados reservatórios de compensação em cada elevatória com capacidade de atender o funcionamento dos equipamentos de bombeamento pelo período de 2 horas, no caso de uma paralisação da unidade a montante.

2.3.3. Resultados

A partir do resultado do estudo populacional e dos parâmetros definidos anteriormente, calculou-se as demandas e ofertas solicitadas por cada comunidade integrante do projeto. Os cálculos estão apresentados ano a ano até o fim do horizonte do projeto, adotado como sendo 2045. A vazão total do sistema bem como seus resultados ano a ano das vazões de projeto das cidades contempladas são mostradas no **Quadro 2.6**, apresentados a seguir.



Quadro 2.6 - Evolução das demandas e vazões de projeto do Sistema Adutor Curimatá

Ano	Pop. (hab.)	Demanda (m ³ /ano)	Oferta (m ³ /ano)	Vazões (l/s) - 20 h		Reserv. Nec. (m ³)
				Média	Máx.dia	
2015	17.021	684.233,85	912.311,79	34,72	41,66	1.199,75
2016	17.338	697.010,84	929.347,79	35,36	42,44	1.222,16
2017	17.661	710.027,50	946.703,33	36,02	43,23	1.244,98
2018	17.991	723.288,32	964.384,43	36,70	44,04	1.268,23
2019	18.326	736.797,92	982.397,23	37,38	44,86	1.291,92
2020	18.668	750.560,97	1.000.747,97	38,08	45,70	1.316,05
2021	19.016	764.582,26	1.019.443,02	38,79	46,55	1.340,64
2022	19.371	778.866,66	1.038.488,88	39,52	47,42	1.365,68
2023	19.733	793.419,11	1.057.892,15	40,25	48,31	1.391,20
2024	20.101	808.244,68	1.077.659,57	41,01	49,21	1.417,20
2025	20.476	823.348,51	1.097.798,01	41,77	50,13	1.443,68
2026	20.858	838.735,84	1.118.314,46	42,55	51,06	1.470,66
2027	21.248	854.412,03	1.139.216,04	43,35	52,02	1.498,15
2028	21.644	870.382,52	1.160.510,03	44,16	52,99	1.526,15
2029	22.048	886.652,86	1.182.203,82	44,98	53,98	1.554,68
2030	22.460	903.228,70	1.204.304,94	45,83	54,99	1.583,74
2031	22.879	920.115,81	1.226.821,08	46,68	56,02	1.613,35
2032	23.307	937.320,06	1.249.760,08	47,56	57,07	1.643,52
2033	23.742	954.847,42	1.273.129,90	48,44	58,13	1.674,25
2034	24.185	972.704,00	1.296.938,67	49,35	59,22	1.705,56
2035	24.637	990.896,00	1.321.194,67	50,27	60,33	1.737,46
2036	25.097	1.009.429,76	1.345.906,34	51,21	61,46	1.769,96
2037	25.566	1.028.311,72	1.371.082,29	52,17	62,61	1.803,07
2038	26.044	1.047.548,45	1.396.731,27	53,15	63,78	1.836,80
2039	26.530	1.067.146,65	1.422.862,20	54,14	64,97	1.871,16
2040	27.026	1.087.113,14	1.449.484,19	55,16	66,19	1.906,17
2041	27.531	1.107.454,87	1.476.606,50	56,19	67,42	1.941,84
2042	28.045	1.128.178,93	1.504.238,57	57,24	68,69	1.978,18
2043	28.570	1.149.292,53	1.532.390,04	58,31	69,97	2.015,20
2044	29.104	1.170.803,03	1.561.070,71	59,40	71,28	2.052,91
2045	29.648	1.192.717,92	1.590.290,56	60,51	72,62	2.091,34

3 .ASPECTOS TÉCNICOS DA ADUTORA

3.1. Aspectos Técnicos da Adutora

3.1.1. Traçado do Sistema

O traçado da adutora apresenta como característica principal o seu desenvolvimento por estradas estaduais que, pela posição geográfica das localidades atendidas, se mostra como a alternativa mais adequada. O traçado principal do sistema se desenvolve na seguinte rodovia:

Curimatá PI-255

2.4.2. Vazão Projeto Básico

Os valores obtidos da população são os seguintes:

- Curimatá..... 16.487 hab.
- Avelino Lopes..... 12.474 hab.
- Julio Borges 3.006 hab.

Total 29.648 hab.

A vazão final será de **78,00 L/s**.

4. PROJETO PROPOSTO

4. PROJETO PROPOSTO

4.1. Manancial

Será o Açude Algodões II por garantir segurança hídrica na quantidade e qualidade de água.

4.2. Captação

A captação de água será constituída por bombas de eixo horizontal apoiadas em plataformas flutuantes moduladas de fibra de vidro.

Devido a grande variação no nível do açude considerando períodos de seca e cheia, o sistema necessitará de ampla faixa de atendimento para diversas alturas manométricas de bombeamento. Sendo essa altura maior nos períodos de seca, onde o nível do açude está baixo. A solução proposta para permitir o perfeito funcionamento na ampla faixa de altura manométrica foi a adoção de bombas bipartidas horizontais com operação em paralelo. Assim o sistema funcionaria com 02 bombas ativas e 01 de reserva quando fosse mais solicitado (nível baixo do açude-períodos de seca) e com 01 bomba ativa e 02 reservas no período de menor solicitação (nível alto do açude- períodos de cheia). O **Quadro 4.1** a seguir mostra as características das bombas do flutuante.

Quadro 4.1: Características da captação do Sistema Adutor de Jenipapo

Manancial	Operação	Vazão (L/s)	Vazão (m³/h)	Altura manométrica (m)	Potência (CV)
Açude Algodões II	Bombas em paralelo	78,00	280,80	59,68	75
	Bomba única	78,00	280,80	34,71	75

4.3. Adução

Adução no trecho inicial após as bombas se dará por tubulação tipo PEAD de 315 mm flexível e aproximadamente 50 m que se apoiará em flutuadores até a chegada em caixa de transição já em terra.

Na caixa de transição a tubulação PEAD se unirá a tubulação Ferro Fundido (FoFo) de 300 mm e posteriormente se integrará a adutora de PVC DEFoFo de 300 mm que se estenderá por mais 172,53 m.

As características das adutoras de água bruta e água tratada podem ser visualizadas no **Quadro 4.2**.

Quadro 4.2: Características das linhas de recalque do Adutora de Curimatá

Linha de Recalque	Origem	Destino	Extensão (m)	Diâmetro (mm)	Material
T-01	Barragem Algodões II	Câmara de Carga (ETA)	50,00	315	PEAD
			172,53	300	PVC DEFoFo
T-02	RAP-01	RAP-02	11.540,95	300	PVC DEFoFo
T-03	REL-01	REL (Curimatá)	14.491,95	250	PVC DEFoFo

Haverá uma caixa de derivação no trecho T-02 com um ramal para atender a comunidade de Lagoa Grande, duas caixas de derivação no final do trecho T-03 com ramais para abastecer as comunidades de Delícia e Currallinho, uma caixa de derivação no início do ramal para atender a comunidade de Alto Alegre.

4.4. Tratamento

Será construída uma ETA de dupla filtração. O sistema é adequado ao tratamento da água bruta proveniente do açude.

Para completo tratamento a ETA projetada contará ainda com casa de química.

De modo a garantir carga suficiente para a saída da água da ETA e entrada no RAP-01, será necessário um platô na área da ETA de 1,40 m de altura acima do terreno natural.

A vazão de operação da ETA será de 78,00 l/s e de modo a tratar os sub-produtos do tratamento da água que não devem ser aproveitados na ETA, se projetará próximo, uma ETRG (Estação de Tratamento de Rejeitos Gerados). No **Quadro 4.3** constam as informações da ETA.

Quadro 4.3: Resumo dos resultados do dimensionamento da ETA.

DADOS GERAIS		
Tecnologia Adotada	Dupla Filtração	Unidades
Vazão da ETA	78,00	L/s
Filtros Ascendentes		
Número de Filtros	4	Unidades
Vazão de Cada Filtro	19,50	L/s
Taxa de Filtração adotada	180,00	m ³ /m ² .dia
Diâmetro dos Filtros	4,00	m
Área útil de filtração	12,57	m ²
Altura do Filtro	3,48	m
Filtros Descendentes		
Número de Filtros	3	Unidades
Vazão de Cada Filtro	26,00	L/s
Taxa de Filtração adotada	280,00	m ³ /m ² .dia
Diâmetro dos Filtros	3,50	m
Área útil de filtração	9,62	m ²
Altura do Filtro	3,00	m
Água para Lavagem (Filtro ascendente)		
Velocidade Ascensional	1,30	m/min
Área de Lavagem	12,57	m ²
Tempo de Lavagem	8	min
Vazão de Lavagem	272,27	L/s
Volume de Água de Lavagem	130,69	m ³
Volume p/ Lavagem de 4 Filtros	522,76	m ³
Água para Lavagem (Filtro descendente)		
Velocidade Ascensional	0,7	m/min
Área de Lavagem	9,62	m ²
Tempo de Lavagem	8	min
Vazão de Lavagem	112,25	L/s
Volume de Água de Lavagem	53,88	m ³
Volume p/ Lavagem de 2 Filtros	161,63	m ³
Estação de Tratamento de Rejeitos Gerados (ETRG)		
Tecnologia Adotada	Leito Drenante	Unidades
Número de Células	2	un
Área de Cada Leito de Drenagem	200,0	m ²
Largura do Leito de Drenagem	10,0	m
Comprimento do Leito de Drenagem	20,0	m

4.5. Estações Elevatórias

Além da estação elevatória flutuante EEF instalada no local da captação, haverá as estações elevatórias instaladas na ETA..

As estações elevatórias da ETA serão uma estação elevatória de lavagem dos filtros (EELF) que se destina a retirar os sólidos presentes nos filtros da ETA, uma estação elevatória de recirculação (EER) para reuso da água de lavagem dos filtros.

Vale ressaltar que na lavagem dos filtros ascendentes se necessitará de duas bombas em paralelo e uma reserva, enquanto que na lavagem dos filtros descendentes só haverá uma bomba ativa, sendo as demais reservas. Isso ocorre devido a maior necessidade de vazão na lavagem do filtro ascendente, que dispõe de maior área.

A água utilizada na lavagem será tratada na Estação de tratamento de rejeitos gerados (ETRG). Esse rejeito é basicamente composto de lodo e água, sendo a água após o tratamento, recirculada para início da ETA sem qualquer alteração ao sistema de tratamento. Para isso acontecer a água sairá da ETRG e por gravidade cairá em um poço de sucção onde estará as bombas da Estação elevatória de recirculação (EER) que recalcará o fluido novamente ao início da ETA. No **Quadro 4.4** constam as informações das estações elevatórias..

Quadro 4.4: Características das elevatórias de água na ETA.

Manancial	Vazão (L/s)	Vazão (m³/h)	Altura manométrica (m)	Potência (CV)
EEF (Estação Elevatória Flutuante)	78,00	280,80	59,68	75,00
EER (Estação Elevatória de Recirculação)	10,00	36,00	16,07	5,00
EELF (lavagem dos filtros ascendentes)	272,27	980,17	14,38	40,00
EELF (lavagem dos filtros descendentes)	112,25	404,10	15,85	40,00

4.6. Reservação

De modo a complementar a necessidade de reservação da Adutora de Curimatá serão construídos três novos reservatórios (RAP-01, RAP-02 e REL-01). Os reservatórios apoiados RAP-01 e RAP-02 foram projetados com volume de 400 m³ cada e o reservatório elevado REL-01 foi projetado com uma capacidade de reservação de 100 m³. No **Quadro 4.5** constam as características da reservação.

Quadro 4.5: Características da reservação da adutora de Curimatá.

Reservatório	Tipo	Volume (m ³)	Fuste (m)	Situação
REL (Curimatá)	Elevado	-	-	Existente
REL-01	Elevado	100	15,00	Projetado
RAP-01	Apoiado	400	-	Projetado
RAP-02	Apoiado	400	-	Projetado

5. MEMORIAL DE CÁLCULO DAS UNIDADES DO SISTEMA

5. MEMORIAL DE CÁLCULO

5.1. Planilhas de Dimensionamento das bombas do flutuante

A seguir é apresentada a planilha de dimensionamento para as bombas do flutuante

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA BRUTA EEAB

1. Vazões de Projeto

As vazões de projeto afluentes à estação elevatória são apresentadas no quadro a seguir:

Q = Vazão de bombeamento	78,00	L/s
nº de bombas em paralelo	2,00	unidades

2. Tubulação de Recalque

O diâmetro da tubulação de recalque (D) foi selecionado através da fórmula de Bresse:

$$D = K \times \sqrt[3]{Q}$$

onde:

K = coeficiente (adotado)	1,2
Q = vazão de bombeamento na sucção(m³/s)	0,03900
Q = vazão de bombeamento (m³/s)	0,07800

A velocidade na tubulação (v) é assim calculada:

$$v = Q / (\pi \times D^2 / 4)$$

Os diâmetros e as velocidades resultantes são indicados no quadro abaixo:

Trecho	D (mm)			v (m/s)
	Calculado	Adotado	Interno	
Sucção	237	200	209,2	1,14
Barrilete	335	300	314,6	1,00
Linha de recalque	335	300	299,8	1,11

As velocidades obtidas atendem ao intervalo de 0,60 a 2,50 m/s.

3. Perdas de Carga

a) Perda de Carga Contínua

A perda de carga contínua (h_{fc}) é dada pela fórmula de Hazen-Williams:

$$h_{fc} = 10,643 \times Q^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{-4,87} \times L$$

onde:

- Q = vazão de bombeamento (m³/s)
- C = coeficiente de rugosidade
- D = diâmetro da tubulação (m)
- L = extensão da tubulação (m)

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA BRUTA EEAB

As perdas de carga contínuas, para tubulação nova e para tubulação velha, são obtidas conforme o quadro a seguir:

Trecho	D (mm)	L (m)	C		$h_{fc} (Q^{1,85})$	
			Tubo novo	Tubo velho	Tubo novo	Tubo velho
Sucção	209,20	4,00	130,00	100,00	10,65	17,30
Barrilete	314,60	4,00	130,00	100,00	1,46	2,37
Linha de recalque	299,80	222,53	140,00	140,00	89,53	89,53
Total					101,63	109,20

b) Perda de Carga Localizada

A perda de carga localizada (h_{fl}) é calculada pela seguinte fórmula:

$$h_{fl} = \Sigma k \times v^2 / 2g$$

onde:

k = coeficiente relativo às perdas de carga nas singularidades

v = velocidade na tubulação (m/s)

g = aceleração da gravidade (m/s²)

Os valores dos somatórios do coeficiente k foram obtidos conforme o quadro a seguir:

Tipo de singularidade	Sucção		Barrilete		Linha de recalque		
	Quant.	k	Quant.	k	Quant.	k	
Ampliação gradual	1	0,00	1	0,40	3	0,00	
Curva de 90°		0,40	1	0,40		1,20	
Curva de 45°		0,00		0,00		0,00	
Curva de 22°30'		0,00		0,00		0,00	
Curva de 11°15'		0,00		0,00		0,00	
Entrada de Borda		0,00		0,00		0,00	
Entrada normal		0,00		0,00		0,00	
Junção de 45°	1	0,00		0,00	2	0,00	
Redução gradual		0,15		0,00		0,00	
Registro de gaveta		0,00		0,00		0,00	
Saída de canalização		0,00		0,00		1	1,00
Tê de passagem direta		0,00	1	0,90		2	1,80
Tê bilateral		1,80	1	1,80			1,80
Tê de saída lateral		0,00	1	2,00			0,00
Válvula de retenção	1	0,00		0,00	2	0,00	
Válvula controladora de bomba		2,50	1	2,50		2,50	
Válvula de gaveta		0,20	1	0,20		0,20	
Válvula de pé		1,75		1,75		1,75	
Junta de desmontagem		0,40	2	0,80		0,00	
Crivo		0,75		0,75		0,75	
Outros		1,00		0,00		0,00	
Σk		8,95		11,50		11,00	

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA BRUTA EEAB

As perdas de carga localizadas são determinadas no quadro a seguir:

Trecho	Σk	D (mm)	v (Q m/s)	h_{fl} (Q ²)
Sucção	8,95	209,2	29,11	386,49
Barrilete	11,50	314,6	12,87	97,10
Linha de recalque	11,00	299,8	14,17	112,62
Total				596,21

c) Perda de carga linear

$$j = (h_{fc} + h_{fl})/L$$

$$j = \text{perda de carga linear (tubo novo)} \quad 20,37 \text{ m/km}$$

$$j = \text{perda de carga linear (tubo velho)} \quad 20,68 \text{ m/km}$$

4. Altura Geométrica

As alturas geométricas (H_g) mínima e máxima são dadas, respectivamente, por:

$$H_{g,\text{mín}} = C_{\text{lanç}} - NA_{\text{máx}} \quad \text{e} \quad H_{g,\text{máx}} = C_{\text{lanç}} - NA_{\text{mín}}$$

onde:

$$C_{\text{lanç}} = \text{cota de lançamento} \quad 419,580 \text{ m}$$

$$NA_{\text{máx}} = \text{cota do nível máximo no poço de sucção} \quad 389,400 \text{ m}$$

$$NA_{\text{mín}} = \text{cota do nível mínimo no poço de sucção} \quad 364,500 \text{ m}$$

Sendo assim, tem-se:

$$H_{g,\text{mín}} = \text{altura geométrica mínima} \quad 30,18 \text{ m}$$

$$H_{g,\text{máx}} = \text{altura geométrica máxima} \quad 55,08 \text{ m}$$

5. Altura Manométrica

A altura manométrica (H_m) é dada por:

$$H_m = H_g + h_{fc} + h_{fl}$$

Logo, as expressões representativas da altura manométrica são as seguintes:

$$H_{m,\text{mín}} = 30,18 + 101,63 Q^{1,85} + 596,21 Q^2$$

$$H_{m,\text{máx}} = 55,08 + 109,20 Q^{1,85} + 596,21 Q^2$$

6. Curvas do Sistema e Pontos de Operação

Os pontos das curvas características do sistema são determinados no quadro a seguir:

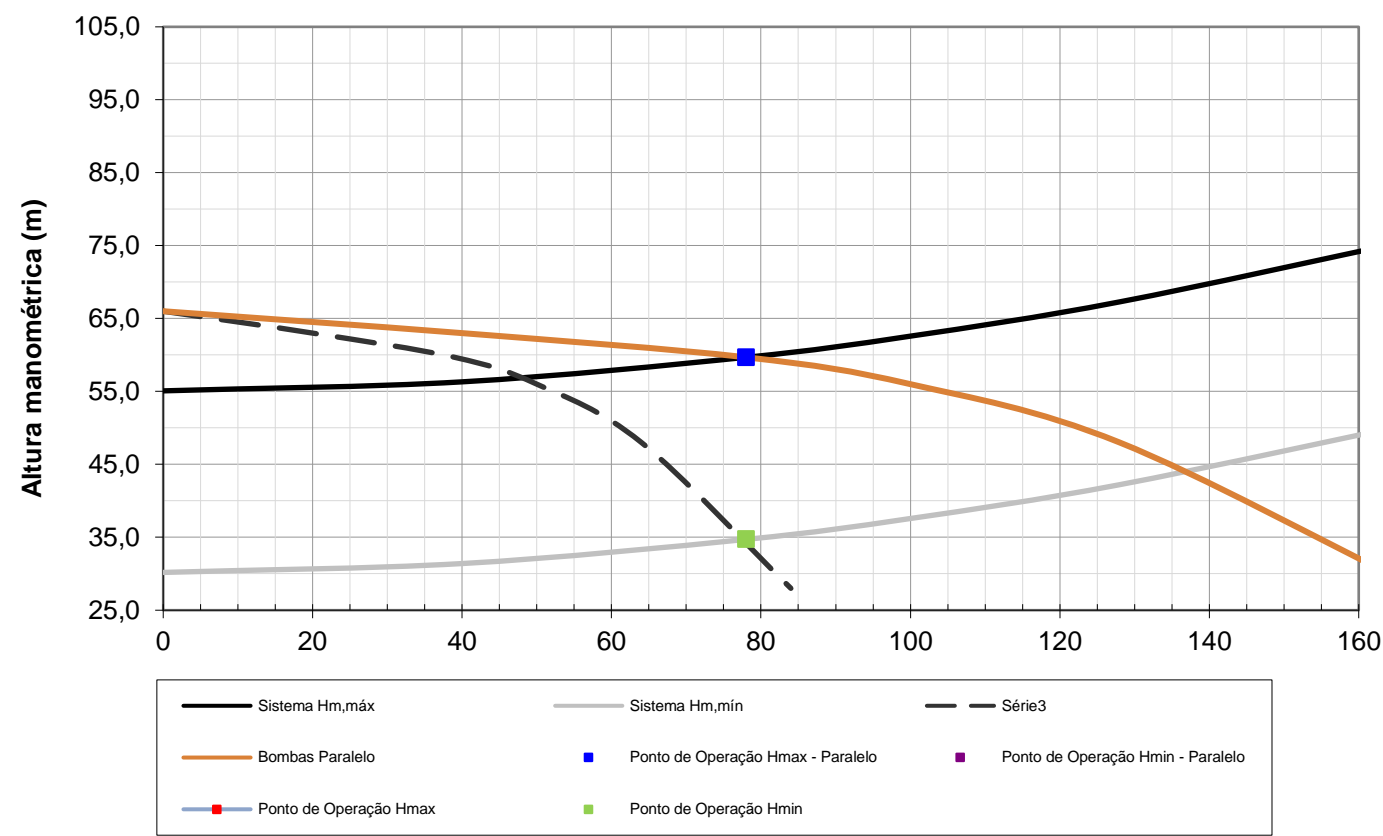
Q (L/s)	$H_{m,\text{mín}}$ (m)	$H_{m,\text{máx}}$ (m)
0,00	30,18	55,08
40,00	31,40	56,32
78,00	34,71	59,68
100,00	37,58	62,58
128,00	42,21	67,28
168,00	50,76	75,93

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI

DIMENSIONAMENTO

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA BRUTA EEAB

As curvas do sistema e da bomba são ilustradas no gráfico a seguir:



Os pontos de operação, obtidos pelas interseções das curvas, são os seguintes:

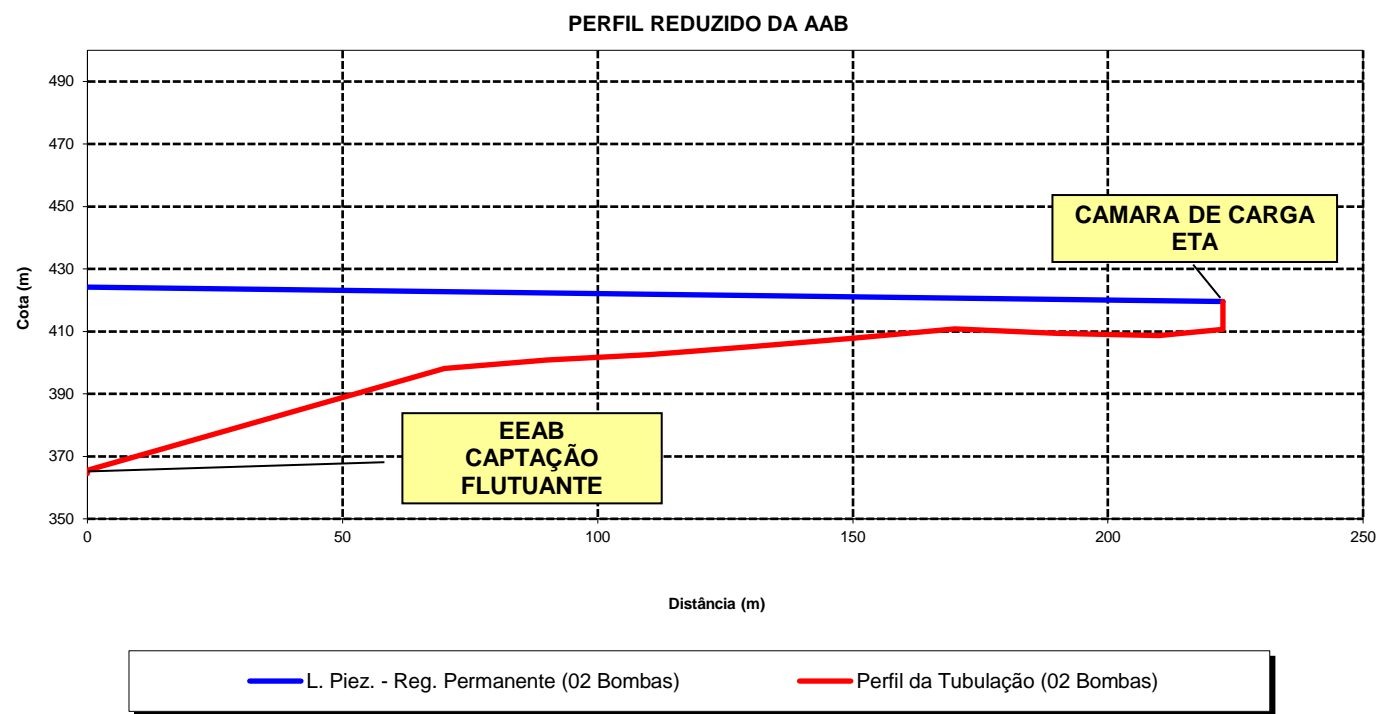
	Bombas Paralelo		Bomba Única	
Parâmetro	H _{m,mín}	H _{m,máx}	H _{m,mín}	H _{m,máx}
Q = vazão (L/s)		78,00	78,00	
H _m = altura manométrica (m)		59,68	34,71	

7. Conjunto Motor-Bomba

Será adotado conjunto motor-bomba com as seguintes caracterísiticas:

Modelo de referência	KSB RDL 150-430 A 350mm
Tipo	EIXO HORIZONTAL
Número de bombas	2 +1
Potência nominal	75,0 CV
Vazão	78,00 L/s
Altura manométrica	34,71 m
Rotação	1.750 rpm
Rendimento	59 %

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA BRUTA EEAB



8. Verificação do NPSH

A sigla NPSH do inglês Net Positive Suction Head é adotada universalmente para designar a energia disponível na sucção. disponível, que é uma característica das instalações de sucção.

$$Z = h_{bomba} - h_{sucção\ mínimo}$$
$$NPSH_{disp} = -Z + \frac{P_a - P_v}{\gamma} \times 10 - H_f$$

Onde:

NPSHreq = Net Positive Suction Head requerido

h_{bomba} = Cota do eixo da bomba

$h_{sucção\ mínimo}$ = Cota do nível mínimo de sucção

Z = Altura de sucção

P_a = Pressão atmosférica

P_v = Pressão de Vapor

γ = Peso específico da água

H_f = Perda de carga na sucção

364,50 m
363,50 m
1,00 m
0,95 kg/cm2
0,02 kg/cm2
1,00 kg/dm ³
2,35 m

As bombas funcionarão perfeitamente se NPSH disponível for maior ou igual ao NPSH requerido.

NPSHreq = Net Positive Suction Head requerido 4,00 m

NPSHdisp = Net Positive Suction Head disponível 5,97 m

NPSHdisp>NPSHreq » Funcionamento OK!

5.2. Planilhas de Dimensionamento da ETA

A seguir é apresentada a planilha de dimensionamento da Estação de Tratamento de Água (ETA) de Algodões II

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ

PROJETO BÁSICO

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

1. FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE

1.1. DADOS OPERACIONAIS

Processo:	filtração direta
Método de operação:	taxa declinante
Entrada nos filtros:	tubulação/difusores
Saída dos filtros:	calha ou tubos coletores (soleiras e orifícios)
Método de lavagem:	descargas contínuas e limpeza geral

1.2. DADOS FILTROS

Q = Vazão a tratar	78,00 L/s
h = Horas de funcionamento por dia	20,00 h
T = Taxa de filtração	180,00 m³/m².dia
n = Número de filtros	4,0 und.
V = Velocidade de lavagem	1,30 m/min
hlav = Duração da lavagem (tempo máximo)	8,00 min
hdes = Duração de descarga no fundo (média)	1,00 min
Hf = Altura do filtro	3,48 m

1.3. DIMENSIONAMENTO

1.3.1. Cálculo da Área Filtrante

A área filtrante será calculada a partir da seguinte fórmula:

$$A = \frac{3,6 \times Q \times h}{T}$$

Onde:

A = Área filtrante	---- m²
Q = Vazão a tratar	78,00 L/s
h = Horas de funcionamento por dia	20,00 h
T = Taxa de filtração	180,00 m³/m².dia

A área filtrante será igual a:

A = Área filtrante	31,20 m²
--------------------	----------

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ
PROJETO BÁSICO
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

1. FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE

1.3.2. Diâmetro do(s) Filtro(s)

O diâmetro do(s) filtro(s) é função da área filtrante e do número de filtros adotados. Assim, a fórmula abaixo determina o diâmetro do(s) filtro(s):

$$D = \sqrt{\frac{4 \times A}{3,14 \times n}}$$

Onde:

D = Diâmetro do(s) filtro(s)	---	m
A = Área filtrante	31,20	m²
n = Número de filtros	4,00	und.

O diâmetro do(s) filtro(s) será igual a:

D = Diâmetro do(s) filtro(s)	3,15	m
------------------------------	------	---

Diâmetro comercial adotado:

Dc = Diâmetro comercial do(s) filtro(s)	4,00	m
---	------	---

1.3.3. Cálculo da Taxa de Filtração Operacional

Este cálculo será realizada para se determinar a taxa de filtração operacional do(s) filtro(s). Caso a taxa operacional fique acima da estabelecida em projeto, já tendo sido adotada uma vazão de trabalho inferior a máxima recomendada por fabricantes desta tecnologia, as dimensões do(s) filtro(s) deverão ser alteradas. Dessa forma, a taxa de filtração operacional é de:

$$To = \frac{3,6 \times Q \times h}{\left(\frac{3,14 \times Dc^2}{4} \right)}$$

Onde:

To = Taxa de filtração operacional	---	m³/m².dia
Q = Vazão a tratar	19,50	L/s
h = Horas de funcionamento por dia	20,00	h
Dc = Diâmetro comercial do(s) filtro(s)	4,00	m

A taxa de filtração operacional será igual a:

To = Taxa de filtração operacional	111,78	m³/m².dia
------------------------------------	--------	-----------

Os filtros operarão corretamente!!!

1.3.4. Lavagem dos Filtros

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ
PROJETO BÁSICO
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

1. FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE

a) Vazão de água para lavagem:

$$Q_{lav} = V \times \left(\frac{3,14 \times Dc^2}{4} \right)$$

Onde:

Q_{lav} = Vazão de água para lavagem

V = velocidade de água na interface

Dc = Diâmetro comercial do(s) filtro(s)

--- m³/min

1,30 m/min

4,00 m

A vazão de água de lavagem do(s) filtro(s) será igual a:

Q_{lav} = Vazão de água para lavagem

Q_{lav} = Vazão de água para lavagem

16,34 m³/min

272,27 L/s

b) Volume de água gasto para a lavagem de um filtro:

$$V_{lav} = Q_{lav} \times h_{lav}$$

Onde:

V_{lav} = Volume de água gasto na lavagem

Q_{lav} = Vazão de água para lavagem

h_{lav} = Duração da lavagem (tempo máximo)

--- m³

16,34 m³/min

8 min

O volume de água gasto na lavagem do(s) filtro(s) será igual a:

V_{lav} = Volume de água gasto na lavagem

130,69 m³

V_{Lt} = Volume p/ lavagem de todos os filtros

522,76 m³

c) Vazão de água na interface:

$$q_i = v \times \left(\frac{3,14 \times Dc^2}{4} \right)$$

Onde:

q_i = Vazão de água na interface

Dc = Diâmetro comercial do(s) filtro(s)

--- m³/min

4,00 m

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ

PROJETO BÁSICO

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

1. FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE

A vazão de água na interface será igual a:

q_i = Vazão de água na interface

50,24 m³/min

d) Vazão de água da descarga de fundo:

$$q_{des} = h_{des} \times \left(\frac{3,14 \times D_c^2}{4} \right)$$

Onde:

q_{des} = Vazão de água da descarga de fundo

--- m³/min

h_{des} = tempo da descarga de fundo

1,00 min

D_c = Diâmetro comercial do(s) filtro(s)

4,00 m

A vazão de água da descarga de fundo será igual a:

q_i = Vazão de água da descarga de fundo

0,08 m³/min

1.4. RESUMO

Vazão de trabalho da estação de tratamento

78,00 L/s

Nº de filtros

4,0 und.

Diâmetro dos filtros

4,00 m

Taxa de filtração nominal

180,00 m³/m².dia

Taxa de filtração operacional

111,78 m³/m².dia

Vazão de lavagem dos filtros

272,27 L/s

H_f = Altura do filtro

3,48 m

VL_t = Volume p/ lavagem de todos os filtros

522,76 m³

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ

PROJETO BÁSICO

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

2. FILTRAÇÃO DIRETA DESCENDENTE

2.1. DADOS OPERACIONAIS

Processo:	filtração direta
Método de operação:	taxa declinante
Entrada nos filtros:	tubulação/difusores
Saída dos filtros:	calha ou tubos coletores (soleiras e orifícios)
Método de lavagem:	descargas contínuas e limpeza geral

2.2. DADOS FILTROS

Q = Vazão a tratar	78,00 L/s
h = Horas de funcionamento por dia	20,00 h
T = Taxa de filtração	280,00 m³/m².dia
n = Número de filtros	3,0 und.
V = Velocidade de lavagem	0,70 m/min
hlav = Duração da lavagem (tempo máximo)	8,00 min
hdes = Duração de descarga no fundo (média)	1,00 min
Hf = Altura do filtro	3,00 m

2.3. DIMENSIONAMENTO

2.3.1. Cálculo da Área Filtrante

A área filtrante será calculada a partir da seguinte fórmula:

$$A = \frac{3,6 \times Q \times h}{T}$$

Onde:

A = Área filtrante	---- m²
Q = Vazão a tratar	78,00 L/s
h = Horas de funcionamento por dia	20,00 h
T = Taxa de filtração	280,00 m³/m².dia

A área filtrante será igual a:

A = Área filtrante	20,06 m²
--------------------	----------

2.3.2. Diâmetro do(s) Filtro(s)

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ
PROJETO BÁSICO
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

2. FILTRAÇÃO DIRETA DESCENDENTE

O diâmetro do(s) filtro(s) é função da área filtrante e do número de filtros adotados. Assim, a fórmula abaixo determina o diâmetro do(s) filtro(s):

$$D = \sqrt{\frac{4 \times A}{3,14 \times n}}$$

Onde:

D = Diâmetro do(s) filtro(s)	--- m
A = Área filtrante	20,06 m²
n = Número de filtros	3,00 und.

O diâmetro do(s) filtro(s) será igual a:

D = Diâmetro do(s) filtro(s)	2,92 m
------------------------------	--------

Diâmetro comercial adotado:

Dc = Diâmetro comercial do(s) filtro(s)	3,50 m
---	--------

2.3.3. Cálculo da Taxa de Filtração Operacional

Este cálculo será realizada para se determinar a taxa de filtração operacional do(s) filtro(s). Caso a taxa operacional fique acima da estabelecida em projeto, já tendo sido adotada uma vazão de trabalho inferior a máxima recomendada por fabricantes desta tecnologia, as dimensões do(s) filtro(s) deverão ser alteradas. Dessa forma, a taxa de filtração operacional é de:

$$To = \frac{3,6 \times Q \times h}{\left(\frac{3,14 \times Dc^2}{4} \right)}$$

Onde:

To = Taxa de filtração operacional	--- m³/m².dia
Q = Vazão a tratar	26,00 L/s
h = Horas de funcionamento por dia	20,00 h
Dc = Diâmetro comercial do(s) filtro(s)	3,50 m

A taxa de filtração operacional será igual a:

To = Taxa de filtração operacional	194,67 m³/m².dia
------------------------------------	------------------

Os filtros operarão corretamente!!!

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ
PROJETO BÁSICO
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

2. FILTRAÇÃO DIRETA DESCENDENTE

2.3.4. Lavagem dos Filtros

a) Vazão de água para lavagem:

$$Q_{lav} = V \times \left(\frac{3,14 \times Dc^2}{4} \right)$$

Onde:

Q_{lav} = Vazão de água para lavagem

--- m³/min

V = velocidade de água na interface

0,70 m/min

Dc = Diâmetro comercial do(s) filtro(s)

3,50 m

A vazão de água de lavagem do(s) filtro(s) será igual a:

Q_{lav} = Vazão de água para lavagem

6,73 m³/min

Q_{lav} = Vazão de água para lavagem

112,25 L/s

b) Volume de água gasto para a lavagem de um filtro:

$$V_{lav} = Q_{lav} \times h_{lav}$$

Onde:

V_{lav} = Volume de água gasto na lavagem

--- m³

Q_{lav} = Vazão de água para lavagem

6,73 m³/min

h_{lav} = Duração da lavagem (tempo máximo)

8 min

O volume de água gasto na lavagem do(s) filtro(s) será igual a:

V_{lav} = Volume de água gasto na lavagem

53,88 m³

V_{Lt} = Volume p/ lavagem de todos os filtros

161,63 m³

c) Vazão de água na interface:

$$q_i = v \times \left(\frac{3,14 \times Dc^2}{4} \right)$$

Onde:

q_i = Vazão de água na interface

--- m³/min

Dc = Diâmetro comercial do(s) filtro(s)

3,50 m

A vazão de água na interface será igual a:

q_i = Vazão de água na interface

33,66 m³/min

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ
PROJETO BÁSICO
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

2. FILTRAÇÃO DIRETA DESCENDENTE

d) Vazão de água da descarga de fundo:

$$q_{des} = h_{des} \times \left(\frac{3,14 \times D_c^2}{4} \right)$$

Onde:

q_{des} = Vazão de água da descarga de fundo

--- m³/min

h_{des} = tempo da descarga de fundo

1,00 min

D_c = Diâmetro comercial do(s) filtro(s)

3,50 m

A vazão de água da descarga de fundo será igual a:

q_i = Vazão de água da descarga de fundo

0,10 m³/min

2.4. RESUMO

Vazão de trabalho da estação de tratamento

78,00 L/s

Nº de filtros

3,0 und.

Diâmetro dos filtros

3,50 m

Taxa de filtração nominal

280,00 m³/m².dia

Taxa de filtração operacional

194,67 m³/m².dia

Vazão de lavagem dos filtros

112,25 L/s

H_f = Altura do filtro

3,00 m

V_{Lt} = Volume p/ lavagem de todos os filtros

161,63 m³

5.3. Planilhas de Dimensionamento da dosagem da ETA

A seguir é apresentada a planilha de dimensionamento da dosagem da ETA de Algodões II

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

1. PRODUTOS QUÍMICOS

Q = Vazão de projeto da ETA 78,00 L/s
Nh = Número de horas de funcionamento da ETA 20,00 h

1.1 Coagulante (PAC)

Adotando como parâmetros iniciais:

Ds = Dosagem máxima do coagulante: 30,00 mg/l
Nhs = Número de horas trabalhadas por preparo de solução: 20,00 h
Ts = concentração da solução 100,00 %

1.1.1 Volume do tanque da solução de hidróxi-cloreto de alumínio:

$$V_s = \frac{3,6 \times Q \times D_s \times N_{hs}}{10 \times T_s}$$

Onde:
Vs = Volume do tanque do coagulante: --- L
Q = Vazão de projeto 78,00 L/s
Ds = Dosagem máxima do coagulante: 30,00 mg/l
Nhs = Número de horas trabalhadas por preparo de solução: 20,00 h
Ts = concentração da solução 100,00 %

Assim:
Vs = Volume do tanque do coagulante: 168,48 L

1.1.2 Vazão de dosagem do hidróxi-cloreto de alumínio:

$$Q_s = \frac{V_s}{N_{hs}}$$

Onde:
Qs = Vazão de dosagem da solução sulfato de alumínio: --- L/h
Vs = Volume do tanque do coagulante: 168,48 L
Nhs = Número de horas trabalhadas por preparo de solução: 20,00 h

Assim:
Qs = Vazão de dosagem da solução sulfato de alumínio: 8,42 L/h

Adotaremos 02 (dois) Kits de Dosagem de Soluções, com volume útil de 250 litros.

1.2 Auxiliar de Coagulação (Polímero Sintético Catiônico)

Adotando como parâmetros iniciais:

Dac = Dosagem máxima do auxiliar de coagulação 3,00 mg/l
Nhac = Número de horas trabalhadas por preparo de solução: 20,00 h
Tac = concentração da solução 50,00 %

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

1.2.1 Volume do tanque da solução do auxiliar de coagulação:

$$Vac = \frac{3,6 \times Q \times Dac \times Nhac}{10 \times Tac}$$

Onde:

Vac = Volume do tanque do auxiliar de coagulação	---	L
Q = Vazão de projeto	78,00	L/s
Dac = Dosagem máxima do auxiliar de coagulação	3,00	mg/l
Nhac = Número de horas trabalhadas por preparo de solução:	20,00	h
Tac = concentração da solução	50,00	%

Assim:

Vac = Volume do tanque do auxiliar de coagulação	33,70	L
--	-------	---

1.2.2 Vazão de dosagem do auxiliar de coagulação

$$Qac = \frac{Vac}{Nhac}$$

Onde:

Qac = Vazão de dosagem da solução do auxiliar de coagulação:	---	L/h
Vac = Volume do tanque do auxiliar de coagulação	33,70	L
Nhac = Número de horas trabalhadas por preparo de solução:	20,00	h

Assim:

Qac = Vazão de dosagem da solução do auxiliar de coagulação:	1,68	L/h
--	------	-----

Adotaremos 02 (dois) Kits de Dosagem de Soluções com volume útil de 70 litros.

1.3 Fluoretação (Ácido Fluossilícico)

Adotando como parâmetros iniciais:

Df = Dosagem máxima do ácido fluossilícico	1,00	mg/l
Nhf = Número de horas trabalhadas por preparo de solução:	20,00	h
Tf = concentração da solução	18,00	%

1.3.1 Volume do tanque da solução do ácido fluossilícico:

$$Vf = \frac{3,6 \times Q \times Df \times Nhf}{10 \times Tf}$$

Onde:

Vf = Volume do tanque do ácido fluossilícico	---	L
Q = Vazão de projeto	78,00	L/s
Df = Dosagem máxima do ácido fluossilícico	1,00	mg/l
Nhf = Número de horas trabalhadas por preparo de solução:	20,00	h
Tf = concentração da solução	18,00	%

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

Assim:

Vf = Volume do tanque do ácido fluossilícico 31,20 L

1.3.2 Vazão de dosagem do ácido fluossilícico

$$Qf = \frac{Vf}{Nh_f}$$

Onde:

Qf = Vazão de dosagem da solução do ácido fluossilícico: --- L/h

Vf = Volume do tanque do ácido fluossilícico 31,20 L

Nhf = Número de horas trabalhadas por preparo de solução: 20,00 h

Assim:

Qf = Vazão de dosagem da solução do ácido fluossilícico: 1,56 L/h

Adotaremos 02 (dois) Kits de Dosagem de Soluções com volume útil de 70 litros.

1.4 Alcalinizante (Hidróxido de Sódio)

Adotando como parâmetros iniciais:

Da = Dosagem máxima do alcalinizante 30,00 mg/l

Nha = Número de horas trabalhadas por preparo de solução: 20,00 h

Ta = concentração da solução 50,00 %

1.4.1 Volume do tanque da solução do alcalinizante:

$$Va = \frac{3,6 \times Q \times Da \times Nha}{10 \times Ta}$$

Onde:

Va = Volume do tanque do alcalinizante --- L

Q = Vazão de projeto 78,00 L/s

Da = Dosagem máxima do alcalinizante 30,00 mg/l

Nha = Número de horas trabalhadas por preparo de solução: 20,00 h

Ta = concentração da solução 50,00 %

Assim:

Va = Volume do tanque do alcalinizante 336,96 L

1.4.2 Vazão de dosagem do alcalinizante

$$Qa = \frac{Va}{Nha}$$

Onde:

Qa = Vazão de dosagem da solução do alcalinizante: --- L/h

Va = Volume do tanque do alcalinizante 336,96 L

Nha = Número de horas trabalhadas por preparo de solução: 20,00 h

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

Assim:

Qa = Vazão de dosagem da solução do alcalinizante: 16,85 L/h

Adotaremos 02 (dois) Kits de Dosagem de Soluções com volume útil de 500 litros.

1.5 Desinfecção (Cloro a gás)

Como em praticamente todas as estações de tratamento de água do Brasil, utilizaremos a desinfecção através do gás cloro, com densidade 2,5 vezes mais denso que o ar. Deve ser considerado armazenamento de cloro a gás para consumo máximo pelo período mínimo de 30 dias.

Adotando como parâmetros iniciais

Dcl = Dosagem máxima de cloro: 10,00 mg/L

1.5.1 Consumo máximo de cloro

$$Ccl = \frac{3,36 \times Q \times Dcl \times 24 \times 1.000}{10.000} = \frac{3,36 \times Q \times Dcl \times 24}{1000}$$

Onde:

Ccl =Consumo máximo de cloro --- Kg/dia

Q = Vazão de projeto 78,00 L/s

Dcl = Dosagem máxima de cloro: 10,00 mg/L

Assim:

Ccl =Consumo máximo de cloro 67,39 Kg/dia

Para 30 dias: 2021,70 Kg/mês

Considerando que o cloro a ser utilizado, será armazenado em cilindros, contendo 900 Kg desse gás.

Número de cilindros: 2,2463333

Considerando um valor inteiro de número de cilindros, com mais um de reserva, se obtém finalmente 3

Serão necessários 3 cilindros de cloro, sendo que cada cilindro possui capacidade de 900 kg, permitindo assim 30 dias de operação.

Adotaremos 02 (dois) cloradores com funcionamento a vácuo, com todos os acessórios com capacidade para dosar 67,39 Kg/dia sendo um como reserva, com ajuste de dosagem manual.

1.6 Polímero Sintético (ETRG)

Adotando como parâmetros iniciais:

Dp = Dosagem máxima do polimero da ETRG 10,00 mg/l

Nhpa = Número de horas trabalhadas por preparo de solução do filtro ascendente: 0,23 h

Nhpd = Número de horas trabalhadas por preparo de solução do filtro descendente 0,27 h

Tp = concentração da solução 0,50 %

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA - ETA

1.6.1 Volume do tanque da solução do polimero da ETRG:

$$Vp = \frac{(Nhpa \times Qa + Nhpd \times Qd) \times 3,6 \times Dp}{10 \times Tp}$$

V

Onde:	
Vp = Volume do tanque do polimero da ETRG	--- L
Qa = Vazão de lavagem do filtro acendente	155,90 l/s
Qd = Vazão de lavagem do filtro descendente	57,30 l/s
Dp = Dosagem máxima do polimero da ETRG	10,00 mg/l
Nhpa = Número de horas trabalhadas por preparo de solução do filtro ascendente:	0,23 h
Nhpd = Número de horas trabalhadas por preparo de solução do filtro descandente	0,27 h
Tp = concentração da solução	0,50 %

Assim:	
Vp = Volume do tanque do polimero da ETRG	369,56 L

1.6.2 Vazão de dosagem do polimero da ETRG

$$Qp = \frac{Vp}{Nhpa} \qquad Qp = \frac{Vp}{Nhpd}$$

Onde:	
Qpa = Vazão de dosagem da solução do polimero da ETRG na lavagem ascendente:	--- L/h
Qpd = Vazão de dosagem da solução do polimero da ETRG na lavagem descendente:	--- L/h
Vp = Volume do tanque do polimero da ETRG	369,56 L
Nhpa = Número de horas trabalhadas por preparo de solução do filtro ascendente:	0,23 h
Nhpd = Número de horas trabalhadas por preparo de solução do filtro descandente	0,27 h

Assim:	
Qpa = Vazão de dosagem da solução do polimero da ETRG na lavagem ascendente:	1606,79 L/h
Qpd = Vazão de dosagem da solução do polimero da ETRG na lavagem descendente:	1368,75 L/h

Adotaremos 02 (dois) Kits de Dosagem de Soluções com volume útil de 500 litros.

5.4. Planilhas de Dimensionamento da EELF

A seguir é apresentada a planilha de dimensionamento para a Estação Elevatória de Lavagem dos Filtros (EELF)

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE LAVAGEM DE FILTROS - FILTROS ASCENDENTE

As vazões de projeto afluentes à estação elevatória são apresentadas no quadro a seguir:

272,27 L/s

O diâmetro da tubulação de recalque (D) foi selecionado através da fórmula de Bresse:

onde:

0,9

0,27227

A velocidade na tubulação (v) é assim calculada:

Os diâmetros e as velocidades resultantes são indicados no quadro abaixo:

3. Perdas de Carga

A perda de carga contínua (h_{fc}) é dada pela fórmula de Hazen-Williams:

onde:

C = coeficiente de rugosidade

D = diâmetro da tubulação (m)

L = extensão da tubulação (m)

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE LAVAGEM DE FILTROS - FILTROS ASCENDENTE

As perdas de carga contínuas, para tubulação nova e para tubulação velha, são obtidas conforme o quadro a seguir:

Trecho	D (mm)	L (m)	C		h _{fc} (Q ^{1,85})	
			Tubo novo	Tubo velho	Tubo novo	Tubo velho
Sucção	416,40	5,00	130,00	100,00	0,47	0,76
Barrilete	416,40	5,00	130,00	100,00	0,47	0,76
Linha de recalque-trecho comum	416,40	20,00	130,00	100,00	1,86	3,03
Linha de recalque- trecho de lavagem ascendente	416,40	27,50	130,00	100,00	2,56	4,16
Total					5,36	8,70

b) Perda de Carga Localizada

A perda de carga localizada (h_{fl}) é calculada pela seguinte fórmula:

$$h_{fl} = \Sigma k \times v^2 / 2g$$

onde:

k = coeficiente relativo às perdas de carga nas singularidades

v = velocidade na tubulação (m/s)

g = aceleração da gravidade (m/s²)

Os valores dos somatórios do coeficiente k foram obtidos conforme o quadro a seguir:

Tipo de singularidade	Sucção		Barrilete		Linha de recalque-trecho comum		Linha de recalque-trecho de lavagem ascendente	
	Quant.	k	Quant.	k	Quant.	k	Quant.	k
Ampliação gradual		0,00		0,00		0,00		0,00
Curva de 90°		0,00	2	0,80	1	0,40	3	1,20
Curva de 45°		0,00		0,00		0,00		0,00
Curva de 22°30'		0,00		0,00		0,00		0,00
Curva de 11°15'		0,00		0,00		0,00		0,00
Entrada de Borda		0,00		0,00		0,00		0,00
Entrada normal	1	0,50		0,00		0,00		0,00
Junção de 45°		0,00	1	0,40		0,00		0,00
Redução gradual		0,00		0,00		0,00		0,00
Registro de gaveta	1	1,20	1	1,20		0,00		0,00
Saída de canalização		0,00		0,00		0,00	1	1,00
Tê de passagem direta		0,00		0,00	1	0,90	3	2,70
Tê de saída lateral		0,00		0,00		0,00	2	4,00
Válvula de retenção	1	3,00	1	3,00		0,00		0,00
Junta de desmontagem		0,00	1	0,40		0,00		0,00
Outros		0,00		0,00		0,00		0,00
Σk		7,70		11,80		3,30		17,90

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE LAVAGEM DE FILTROS - FILTROS ASCENDENTE

Trecho	Σk	D (mm)	v (Q m/s)	h_{fl} (Q ²)
Sucção	7,70	416,4	7,35	21,18
Barrilete	11,80	416,4	7,35	32,46
Linha de recalque-trecho comum	3,30	416,4	7,35	9,08
Linha de recalque- trecho de lavagem ascendente	17,90	416,4	7,35	49,25
Total				111,97

$$j = (h_{fc} + h_{fl})/L$$

4. Altura Geométrica

$$H_{g,\min} = C_{\text{lanç}} - NA_{\max} \quad \text{e} \quad H_{g,\max} = C_{\text{lanç}} - NA_{\min}$$

$C_{\text{lanç}}$ = cota de lançamento* 422,740 m

NA_{máx} = cota do nível máximo no poço de sucção* 421,640 m

NA_{min} = cota do nível mínimo no poço de sucção* 419,240 m

Sendo assim, tem-se:

$H_{g,min}$ = altura geométrica mínima 1,10 m

$H_{g,m\acute{a}x}$ = altura geométrica máxima 3,50 m

A altura manométrica (H_m) é dada por:

$$H_m = H_g + h_{fc} + h_{fl} + h_{filtro}$$

h_{filtro} : Perda de carga adotada no filtro

1,80 m

Logo, as expressões representativas da altura manométrica são as seguintes:

$$H_{m,min} = 1,10 + 5,36 Q^{1,85} + 111,97 Q^2$$

$$H_{m,\max} = 3,50 + 8,70 Q^{1,85} + 111,97 Q^2$$

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE LAVAGEM DE FILTROS - FILTROS ASCENDENTE

6. Curvas do Sistema e Pontos de Operação

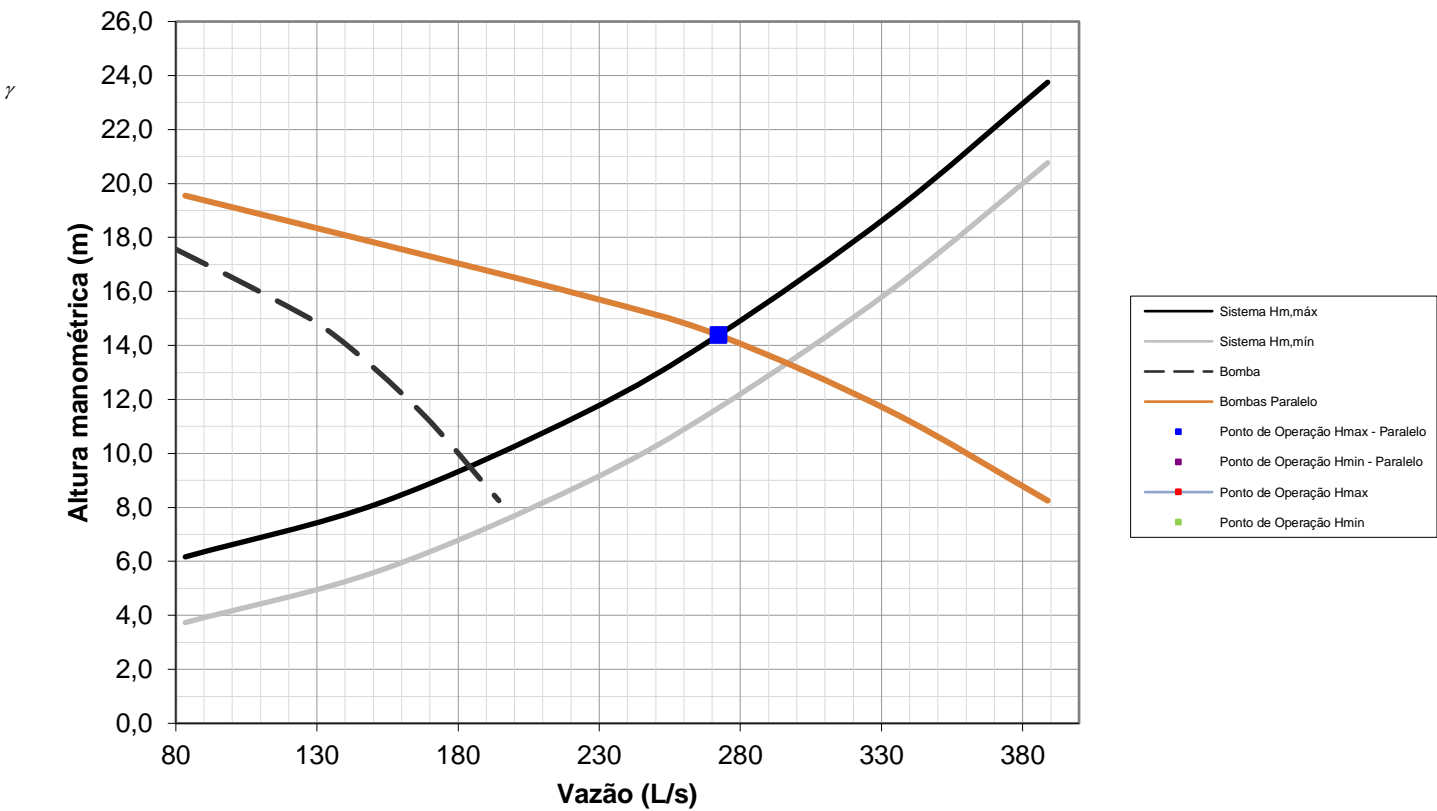
$$Z = h_{bomba} - h_{sucção}^{mínimo}$$

$$NPSH_{disp} = -Z + \frac{P_a - P_v}{\gamma} \times 10 - H_f$$

Os pontos das curvas características do sistema são determinados no quadro a seguir:

Q (L/s)	H _{m,mín} (m)	H _{m,máx} (m)
83,33	3,73	6,17
152,78	5,68	8,18
224,50	8,88	11,49
272,27	11,68	14,38
333,33	16,04	18,88
388,89	20,77	23,75

As curvas do sistema e da bomba são ilustradas no gráfico a seguir:



Os pontos de operação, obtidos pelas interseções das curvas, são os seguintes:

Parâmetro	Bombas Paralelo		Bomba Única	
	H _{m,mín}	H _{m,máx}	H _{m,mín}	H _{m,máx}
Q = vazão (L/s)	-	272,27	-	-
H _m = altura manométrica (m)	-	14,38	-	-

7. Conjunto Motor-Bomba

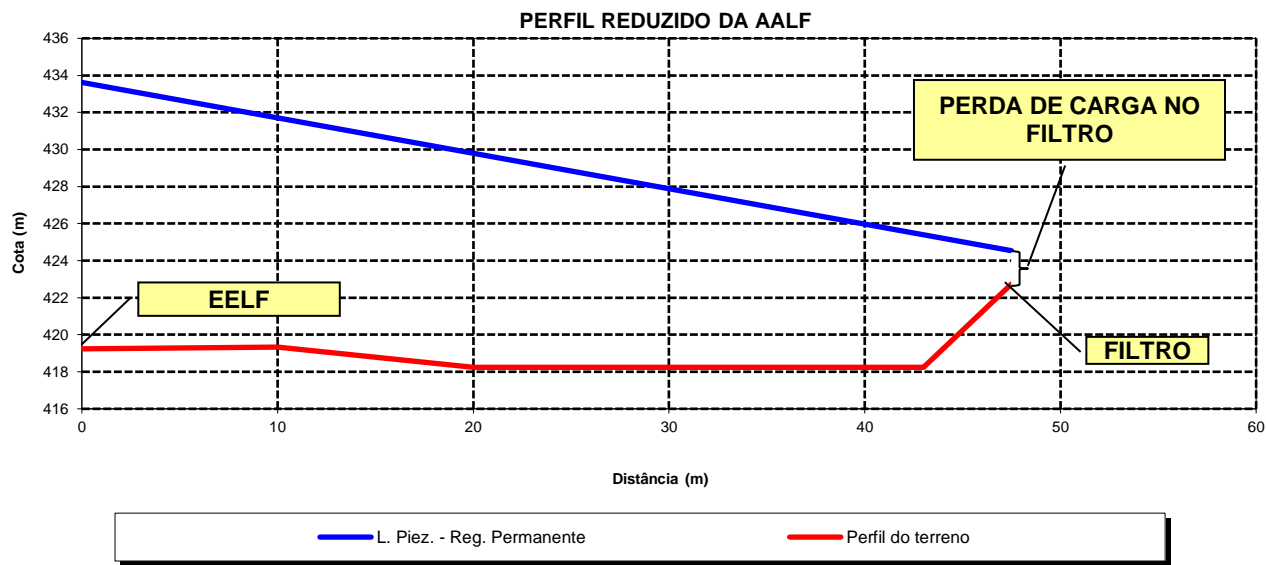
Será adotado conjunto motor-bomba com as seguintes caracterísiticas:

Modelo de referência	KSB ETA 300-35 (345mm/305mm)
Tipo	EIXO HORIZONTAL
Número de bombas	2 +1
Potência nominal	75,0 CV
Vazão	272,27 L/s

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE LAVAGEM DE FILTROS - FILTROS ASCENDENTE

Altura manométrica	14,38 m
Rotação	1.760 rpm
Rendimento	85 %



8. Verificação do NPSH

A sigla NPSH do inglês Net Positive Suction Head é adotada universalmente para designar a energia disponível na sucção.

Há dois valores a considerar: NPSH requerido que é uma característica da bomba, fornecida pelo fabricante e o NPSH disponível, que é uma característica das instalações de sucção.

Onde:

NPSHreq = Net Positive Suction Head requerido

h_{bomba} = Cota do eixo da bomba

$h_{sucção\ mínimo}$ = Cota do nível mínimo de sucção

Z = Altura de sucção

P_a = Pressão atmosférica

P_v = Pressão de Vapor

= Peso específico da água

H_f = Perda de carga na sucção

419,24 m

419,24 m

0,00 m

0,95 kg/cm²

0,02 kg/cm²

1,00 kg/dm³

1,57 m

As bombas funcionarão perfeitamente se NPSH disponível for maior ou igual ao NPSH requerido.

NPSHreq = Net Positive Suction Head requerido

NPSHdisp = Net Positive Suction Head disponível

5,00 m

7,75 m

NPSHdisp>NPSHreq » Funcionamento OK!

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE LAVAGEM DE FILTROS - FILTROS ASCENDENTE

1. Vazões de Projeto

As vazões de projeto afluentes à estação elevatória são apresentadas no quadro a seguir:

Q = Vazão de bombeamento 112,25 L/s

2. Tubulação de Recalque

O diâmetro da tubulação de recalque (D) foi selecionado através da fórmula de Bresse:

$D = K \times \sqrt[3]{Q}$

onde:

K = coeficiente (adotado) 0,9

Q = vazão de bombeamento (m³/s) 0,11225

A velocidade na tubulação (v) é assim calculada:

$v = Q / (\pi \times D^2 / 4)$

Os diâmetros e as velocidades resultantes são indicados no quadro abaixo:

Trecho	D (mm)			v (m/s)
	Calculado	Adotado	Interno	
Sucção	302	400	416,4	0,82
Barrilete	302	400	416,4	0,82
Linha de recalque-trecho comum	302	400	416,4	0,82
Linha de recalque- trecho de lavagem descendente	302	400	416,4	0,82

3. Perdas de Carga

a) Perda de Carga Contínua

A perda de carga contínua (h_{fc}) é dada pela fórmula de Hazen-Williams:

$h_{fc} = 10,643 \times Q^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{-4,87} \times L$

onde:

Q = vazão de bombeamento (m³/s)

C = coeficiente de rugosidade

D = diâmetro da tubulação (m)

L = extensão da tubulação (m)

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE LAVAGEM DE FILTROS - FILTROS ASCENDENTE

As perdas de carga contínuas, para tubulação nova e para tubulação velha, são obtidas conforme o quadro a seguir:

Trecho	D (mm)	L (m)	C		h _{fc} (Q ^{1,85})	
			Tubo novo	Tubo velho	Tubo novo	Tubo velho
Sucção	416,40	5,00	130,00	100,00	0,47	0,76
Barrilete	416,40	5,00	130,00	100,00	0,47	0,76
Linha de recalque-trecho comum	416,40	11,10	130,00	100,00	1,03	1,68
Linha de recalque- trecho de lavagem descendente	416,40	22,40	130,00	100,00	2,09	3,39
Total					4,05	6,58

b) Perda de Carga Localizada

A perda de carga localizada (h_{fl}) é calculada pela seguinte fórmula:

$$h_{fl} = \Sigma k \times v^2 / 2g$$

onde:

k = coeficiente relativo às perdas de carga nas singularidades

v = velocidade na tubulação (m/s)

g = aceleração da gravidade (m/s²)

Os valores dos somatórios do coeficiente k foram obtidos conforme o quadro a seguir:

Tipo de singularidade	Sucção		Barrilete		Linha de recalque-trecho comum		Linha de recalque-trecho de lavagem descendente	
	Quant.	k	Quant.	k	Quant.	k	Quant.	k
Ampliação gradual		0,00		0,00		0,00		0,00
Curva de 90°		0,00	2	0,80		0,00	3	1,20
Curva de 45°		0,00		0,00		0,00		0,00
Curva de 22°30'		0,00		0,00		0,00		0,00
Curva de 11°15'		0,00		0,00		0,00		0,00
Entrada de Borda		0,00		0,00		0,00		0,00
Entrada normal	1	0,50		0,00		0,00		0,00
Junção de 45°		0,00	1	0,40		0,00		0,00
Redução gradual		0,00		0,00		0,00		0,00
Registro de gaveta	1	1,20	1	1,20		0,00		0,00
Saída de canalização		0,00		0,00		0,00	1	1,00
Tê de passagem direta		0,00		0,00		0,00	2	1,80
Tê de saída lateral		0,00		0,00	1	2,00	2	4,00
Válvula de retenção	1	3,00	1	3,00		0,00		0,00
Junta de desmontagem		0,00	1	0,40		0,00		0,00
Placa de orifício		0,00		0,00		0,00	1	293,35
Σk		7,70		11,80		3,00		310,35

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE LAVAGEM DE FILTROS - FILTROS ASCENDENTE

As perdas de carga localizadas são determinadas no quadro a seguir:

Trecho	Σk	D (mm)	v (Q m/s)	h_{fl} (Q ²)
Sucção	7,70	416,4	7,35	21,18
Barrilete	11,80	416,4	7,35	32,46
Linha de recalque-trecho comum	3,00	416,4	7,35	8,25
Linha de recalque- trecho de lavagem descendente	310,35	416,4	7,35	853,83
Total				915,73

c) Perda de carga linear

$$j = (h_{fc} + h_{fl})/L$$

j = perda de carga linear (tubo novo) 346,54 m/km

j = perda de carga linear (tubo velho)	347,86 m/km
--	-------------

4. Altura Geométrica

As alturas geométricas (H_0) mínima e máxima são dadas, respectivamente, por:

$$H_{g,\min} = C_{\text{lan\c{c}}} - NA_{\max} \quad \text{e} \quad H_{g,\max} = C_{\text{lan\c{c}}} - NA_{\min}$$

onde:

$$C_{\text{lanç}} = \text{cota de lançamento} \quad 422,240 \text{ m}$$

$$NA_{\max} = \text{cota do nível máximo no poço de sucção} \quad 421,640 \text{ m}$$

$$NA_{\min} = \text{cota do nível mínimo no poço de sucção} \quad 419,240 \text{ m}$$

Sendo assim, tem-se:

$H_{q,min}$ = altura geométrica mínima 0,60 m

$H_{g,m\acute{a}x}$ = altura geométrica máxima 3,00 m

5. Altura Manométrica

A altura manométrica (H_m) é dada por:

$$H_m = H_g + h_{fc} + h_{fl} + h_{filtro}$$

h_{filtro} : Perda de carga adotada no filtro	1,20 m
--	--------

Logo, as expressões representativas da altura manométrica são as seguintes:

$$H_{m,min} = 0,60 + 4,05 Q^{1,85} + 915,73 Q^2$$

$$H_{m,\max} = 3,00 + 6,58 Q^{1,85} + 915,73 Q^2$$

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI

DIMENSIONAMENTO

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE LAVAGEM DE FILTROS - FILTROS ASCENDENTE

6. Curvas do Sistema e Pontos de Operação

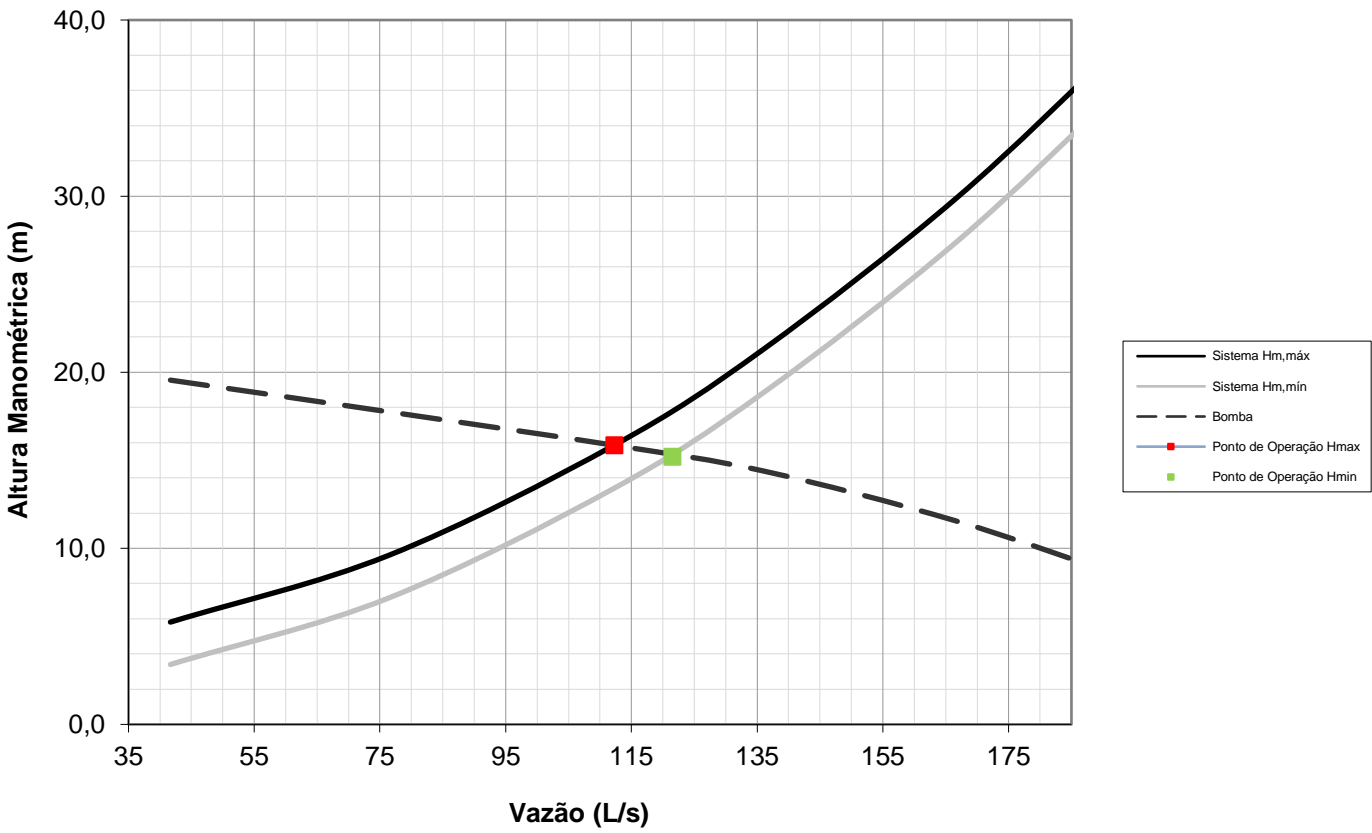
$Z = h_{bomba} - h_{sucção}^{mínimo}$

$$NPSH_{disp} = -Z + \frac{P_a - P_v}{\gamma} \times 10 - H_f$$

Os pontos das curvas características do sistema são determinados no quadro a seguir:

Q (L/s)	H _{m,mín} (m)	H _{m,máx} (m)
41,67	3,40	5,81
76,39	7,18	9,60
112,25	13,41	15,85
136,14	18,87	21,34
166,67	27,38	29,88
194,44	36,62	39,14

As curvas do sistema e da bomba são ilustradas no gráfico a seguir:



Os pontos de operação, obtidos pelas interseções das curvas, são os seguintes:

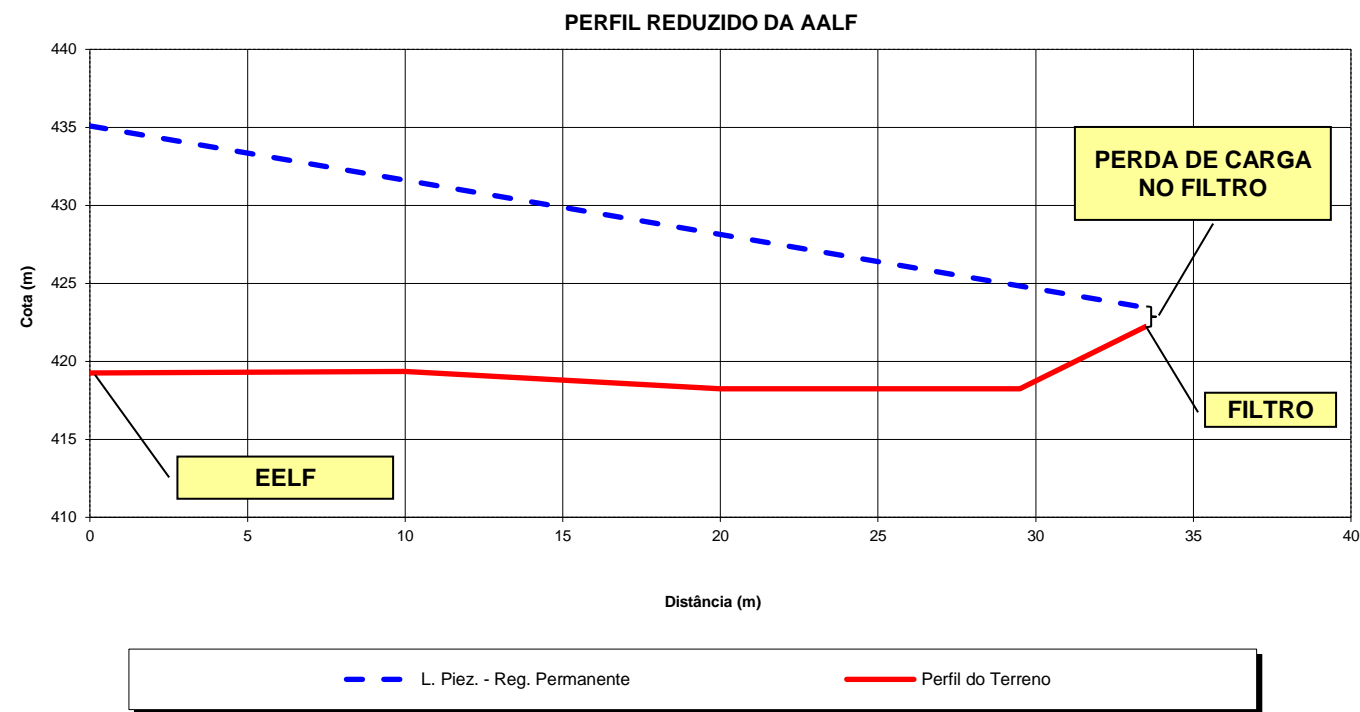
Parâmetro	H _{m,mín}	H _{m,máx}
Q = vazão (L/s)	121,50	112,25
H _m = altura manométrica (m)	15,20	15,85

7. Conjunto Motor-Bomba

Será adotado conjunto motor-bomba com as seguintes caracterísiticas:

Modelo de referência	KSB ETA 300-35 (345mm/305mm)
Tipo	EIXO HORIZONTAL
Número de bombas	1 +2
Potência nominal	40,0 CV
Vazão	112,25 L/s
Altura manométrica	15,85 m
Rotação	1.760 rpm
Rendimento	85 %

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE LAVAGEM DE FILTROS - FILTROS ASCENDENTE



8. Verificação do NPSH

A sigla NPSH do inglês Net Positive Suction Head é adotada universalmente para designar a energia disponível na sucção. disponível, que é uma característica das instalações de sucção.

Onde:

NPSHreq = Net Positive Suction Head requerido	-----
h _{bomba} = Cota do eixo da bomba	419,24 m
h _{sucção mínimo} = Cota do nível mínimo de sucção	419,24 m
Z = Altura de sucção	0,00 m
Pa = Pressão atmosférica	0,95 kg/cm2
Pv = Pressão de Vapor	0,02 kg/cm2
= Peso específico da água	1,00 kg/dm ³
Hf = Perda de carga na sucção	0,27 m

As bombas funcionarão perfeitamente se NPSH disponível for maior ou igual ao NPSH requerido.

NPSHreq = Net Positive Suction Head requerido	5,00 m
NPSHdisp = Net Positive Suction Head disponível	9,05 m

NPSHdisp>NPSHreq » Funcionamento OK!

5.5. Planilhas de Dimensionamento da EER

A seguir é apresentada a planilha de dimensionamento para a Estação Elevatória de Recirculação (EER)

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE REUSO DE ÁGUA DE LAVAGEM DOS FILTROS
ETA: ETRG/ CÂMARA DE CARGA

1. Vazões de Projeto

As vazões de projeto afluentes à estação elevatória são apresentadas no quadro a seguir:

Etapa	Ano	Vazão máxima horária (L/s)		
		Necessária	Atual	Projeto
FINAL DE PLANO	2045	10,00	0,00	10,00

2. Tubulação de Recalque

O diâmetro da tubulação de recalque (D) foi selecionado através da fórmula de Bresse:

$D = K \times \sqrt[3]{Q}$

onde:

K = coeficiente (adotado)	1,2
Q = vazão de bombeamento (m³/s)	0,01000

A velocidade na tubulação (v) é assim calculada:

$v = Q / (\pi \times D^2 / 4)$

Os diâmetros e as velocidades resultantes são indicados no quadro abaixo:

Trecho	D (mm)			v (m/s)
	Calculado	Adotado	Interno	
Sucção	120	100	105,8	1,10
Barrilete	120	100	105,8	1,10
Linha de recalque	120	100	100	1,27

As velocidades obtidas atendem ao intervalo de 0,60 a 2,50 m/s.

3. Perdas de Carga

a) Perda de Carga Contínua

A perda de carga contínua (h_{fc}) é dada pela fórmula de Hazen-Williams:

$h_{fc} = 10,643 \times Q^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{-4,87} \times L$

onde:

Q = vazão de bombeamento (m³/s)
C = coeficiente de rugosidade
D = diâmetro da tubulação (m)
L = extensão da tubulação (m)

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI

DIMENSIONAMENTO ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE REUSO DE ÁGUA DE LAVAGEM DOS FILTROS

ETA: ETRG/ CÂMARA DE CARGA

As perdas de carga contínuas, para tubulação nova e para tubulação velha, são obtidas conforme o quadro a seguir:

Trecho	D (mm)	L (m)	C		$h_{fc} (Q^{1,85})$	
			Tubo novo	Tubo velho	Tubo novo	Tubo velho
Sucção	105,80	5,60	110,00	90,00	561,60	814,06
Barrilete	105,80	4,20	110,00	90,00	421,20	610,55
Linha de recalque	100,00	34,70	130,00	130,00	3.362,00	3.362,00
Total					4.344,81	4.786,62

b) Perda de Carga Localizada

A perda de carga localizada (h_{fl}) é calculada pela seguinte fórmula:

$$h_{fl} = \Sigma k \times v^2 / 2g$$

onde:

k = coeficiente relativo às perdas de carga nas singularidades

v = velocidade na tubulação (m/s)

g = aceleração da gravidade (m/s²)

Os valores dos somatórios do coeficiente k foram obtidos conforme o quadro a seguir:

Tipo de singularidade	Sucção		Barrilete		Linha de recalque	
	Quant.	k	Quant.	k	Quant.	k
Ampliação gradual	1	0,30		0,30		0,30
Crivo		0,75		0,75		0,75
Curva de 90°	1	0,40	1	0,40	2	0,40
Curva de 45°		0,20		0,20		0,20
Curva de 22°30'		0,10		0,10		0,10
Curva de 11°15'		0,10		0,10		0,10
Entrada de Borda		1,00		1,00		1,00
Entrada normal	1	0,50		0,50		0,50
Junção de 45°		0,40		0,40		0,40
Junta de desmontagem		0,40	2	0,40		0,40
Redução gradual		0,15		0,15		0,15
Saída de canalização		1,00		1,00	1	1,00
Tê bilateral		1,80		1,80		1,80
Tê de passagem direta		0,60		0,60		0,60
Tê de saída lateral		1,30	1	1,30	1	1,30
Válvula controladora de bomba		2,50		2,50		2,50
Válvula de gaveta		0,20	1	0,20	2	0,20
Válvula de pé		1,75		1,75		1,75
Válvula de retenção		2,50	1	2,50	1	2,50
Outros		0,00		0,00		0,00
Σk		1,20		5,20		6,00

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI

DIMENSIONAMENTO ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE REUSO DE ÁGUA DE LAVAGEM DOS FILTROS

ETA: ETRG/ CÂMARA DE CARGA

As perdas de carga localizadas são determinadas no quadro a seguir:

Trecho	Σk	D (mm)	v (Q m/s)	h _{fl} (Q²)
Sucção	1,20	105,8	113,80	792,14
Barrilete	5,20	105,8	113,80	3.432,59
Linha de recalque	6,00	100,0	127,39	4.962,64
Total				9.187,37

c) Perda de carga linear

$j = (h_{fc} + h_{fl})/L$

$j = \text{perda de carga linear (tubo novo)} \qquad \qquad \qquad 51,46 \text{ m/km}$

$j = \text{perda de carga linear (tubo velho)} \qquad \qquad \qquad 54,00 \text{ m/km}$

4. Altura Geométrica

As alturas geométricas (H_g) mínima e máxima são dadas, respectivamente, por:

$H_{g,mín} = C_{lanç} - NA_{máx} \qquad \text{e} \qquad H_{g,máx} = C_{lanç} - NA_{mín}$

onde:

$C_{lanç} = \text{cota de lançamento} \qquad \qquad \qquad 419,580 \text{ m}$

$NA_{máx} = \text{cota do nível máximo no poço de sucção} \qquad \qquad \qquad 408,680 \text{ m}$

$NA_{mín} = \text{cota do nível mínimo no poço de sucção} \qquad \qquad \qquad 405,380 \text{ m}$

Sendo assim, tem-se:

$H_{g,mín} = \text{altura geométrica mínima} \qquad \qquad \qquad 10,90 \text{ m}$

$H_{g,máx} = \text{altura geométrica máxima} \qquad \qquad \qquad 14,20 \text{ m}$

5. Altura Manométrica

A altura manométrica (H_m) é dada por:

$H_m = H_g + h_{fc} + h_{fl}+ h_{filtro}$

Logo, as expressões representativas da altura manométrica são as seguintes:

$H_{m,mín} \qquad = \qquad 10,90 \qquad + \qquad 4.344,81 \qquad Q^{1,85} \qquad + \qquad 9.187,37 \qquad Q^2$

$H_{m,máx} \qquad = \qquad 14,20 \qquad + \qquad 4.786,62 \qquad Q^{1,85} \qquad + \qquad 9.187,37 \qquad Q^2$

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI

DIMENSIONAMENTO ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE REUSO DE ÁGUA DE LAVAGEM DOS FILTROS

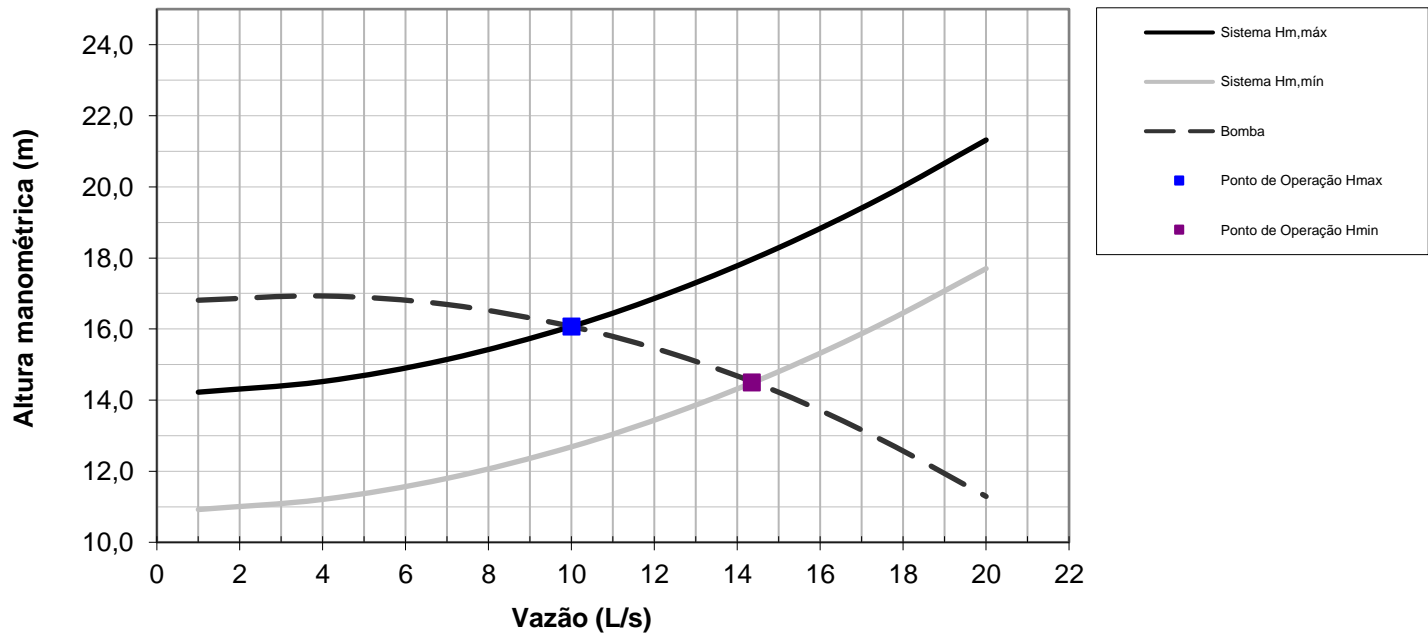
ETA: ETRG/ CÂMARA DE CARGA

6. Curvas do Sistema e Pontos de Operação

Os pontos das curvas características do sistema são determinados no quadro a seguir:

Q (L/s)	H _{m,mín} (m)	H _{m,máx} (m)
1,00	10,92	14,22
4,00	11,21	14,52
7,00	11,80	15,14
10,00	12,69	16,07
12,50	13,65	17,08
15,00	14,80	18,29
17,50	16,15	19,70
20,00	17,70	21,32

As curvas do sistema e da bomba são ilustradas no gráfico a seguir:



Os pontos de operação, obtidos pelas interseções das curvas, são os seguintes:

Parâmetro	H _{m,mín}	H _{m,máx}
Q = vazão (L/s)	14,35	10,00
H _m = altura manométrica (m)	14,50	16,07

7. Conjunto Motor-Bomba

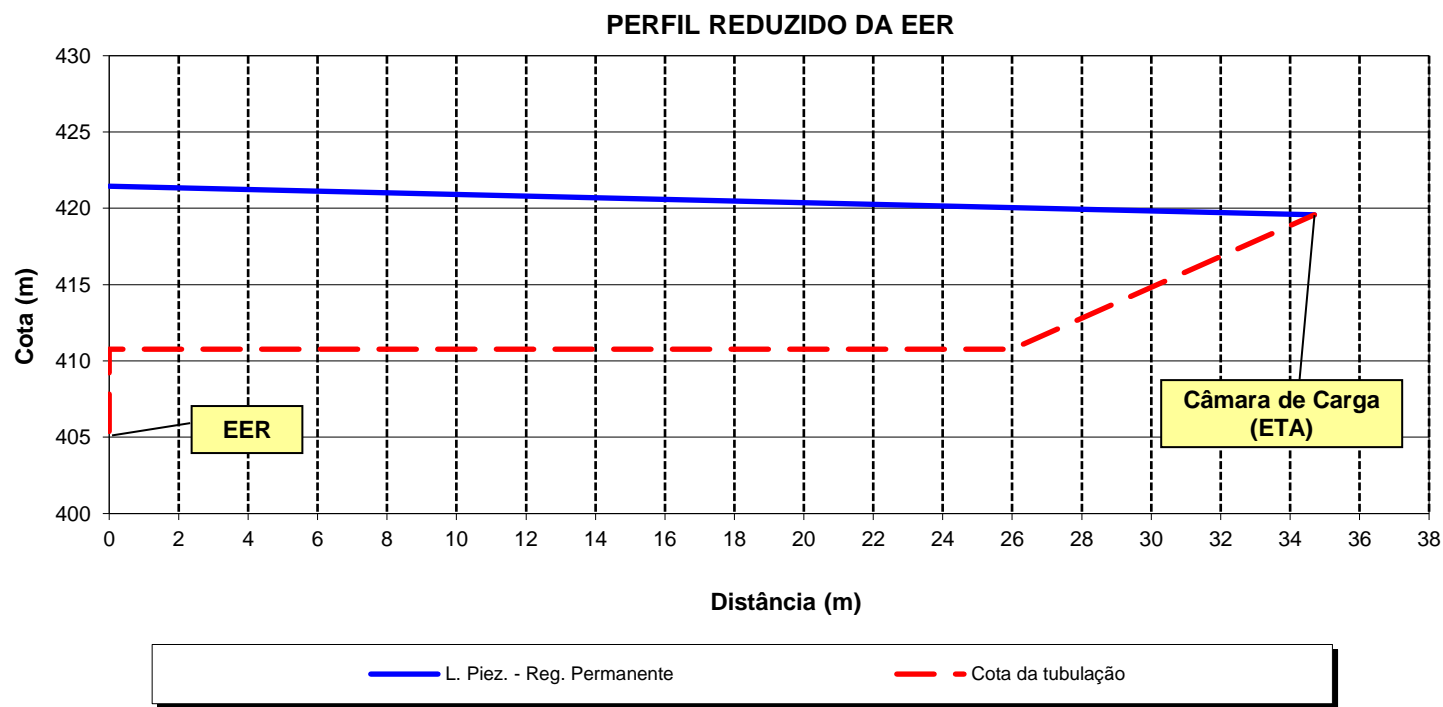
Será adotado conjunto motor-bomba com as seguintes caracterísiticas:

Modelo de referência	ABS NB 4X3-8 C Rotor 187 mm
Tipo	SUBMERSÍVEL
Número de bombas	2
Potência nominal	5,0 CV
Vazão	10,00 L/s
Altura manométrica	16,07 m
Rotação	1.740 rpm
Rendimento	52 %

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI

DIMENSIONAMENTO ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE REUSO DE ÁGUA DE LAVAGEM DOS FILTROS

ETA: ETRG/ CÂMARA DE CARGA



8. Verificação do NPSH

A sigla NPSH do inglês Net Positive Suction Head é adotada universalmente para designar a energia disponível na sucção, que é uma característica das instalações de sucção.

$$Z = h_{bomba} - h_{sucção}^{mínimo}$$
$$NPSH_{disp} = -Z + \frac{P_a - P_v}{\gamma} \times 10 - H_f$$

Onde:

NPSHreq = Net Positive Suction Head requerido
 h_{bomba} = Cota do eixo da bomba
 $h_{sucção}^{mínimo}$ = Cota do nível mínimo de sucção
 Z = Altura de sucção
 P_a = Pressão atmosférica
 P_v = Pressão de Vapor
 γ = Peso específico da água
 H_f = Perda de carga na sucção

411,58 m
405,38 m
5,60 m
0,95 kg/cm2
0,02 kg/cm2
1,00 kg/dm ³
0,08 m

As bombas funcionarão perfeitamente se NPSH disponível for maior ou igual ao NPSH requerido.

NPSHreq = Net Positive Suction Head requerido 0,96 m
NPSHdisp = Net Positive Suction Head disponível 3,64 m

NPSHdisp>NPSHreq » Funcionamento OK!

5.6. PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DA ETRG

A seguir é apresentada a planilha de dimensionamento para a Estação de Tratamento de Rejeitos Gerados (ETRG)

CURIMATÁ
SISTEMA ADUTOR
DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE REJEITOS GERADOS (ETRG)

Parâmetros Unidade

Filtro Ascendente	130,69 m ³
Filtro Descendente	53,88 m ³
Maior Volume de Lavagem	130,69 m ³
Volume de lavagem médio:	130,69 m ³
Altura do volume de equalizacao:	0,7 m
Área de cada leito de drenagem:	186,70 m ²
Largura do leito de drenagem:	10,00 m
Comprimento do leito de drenagem:	20,00 m
Tempo de descarga:	7200,00 s
Comprimento extra do leito de drenagem :	0,50 m
Área interna do leito de drenagem:	200,00 m ²
Submergência do registro antes do descarte:	1,9 m
Submergência do registro após o descarte:	1,4 m

Para manutenção se adotará 02 leitos de drenagem paralelos.

5.7. PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA GRAVITÁRIA T-02

A seguir é apresentada a planilha de dimensionamento para a Adutora Gravitária T-02

DIMENSIONAMENTO DE ADUTORA DE ÁGUA TRATADA SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI

Adutora gravitória T-02: ETA - ALTO ALEGRE

1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

1.1 - ADUTORA GRAVITÁRIA

Tipo de material da tubulação

PVC

Q = Vazão na tubulação

67,00 l/s

L = Comprimento da tubulação

11540,95 m

2 DIMENSIONAMENTO DA TUBULAÇÃO

2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para o dimensionamento da tubulação da adutora gravitória foi utilizado o Teorema de Bernoulli apresentado abaixo.

$$Z_A + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g} = Z_B + \frac{P_B}{\gamma} + \frac{V_B^2}{2g} + Hf$$

Comparando as velocidades do escoamento a montante (V_A) e a jusante (V_B) com a velocidade desenvolvida na tubulação (V), temos que:

$$V_A \cong V_B \ll V$$

Portanto V_A e V_B são desprezíveis comparadas com V .

Como o reservatório a montante e o reservatório a jusante estão a pressão atmosférica, temos:

$$P_A = P_B$$

Assim reescrevendo o Teorema de Bernoulli, encontramos:

$$Z_A - Z_B = Hf$$

Onde:

Z_A = Cota da linha piezométrica a montante do trecho

Z_B = Cota da linha piezométrica a jusante do trecho

2.2 - DIÂMETRO ADOTADO NO PROJETO

O diâmetro da adutora foi determinado utilizando o critério de se manter a velocidade de escoamento entre 0,50 m/s e 1,50 m/s, evitando dessa forma elevadas velocidades que provocariam pressões transientes danosas ao sistema de proteção.

O diâmetro do tubo adotado para esta canalização foi:

300 mm

2.3 - CÁLCULO DA VELOCIDADE NO TRECHO

Para o cálculo da velocidade do fluxo na tubulação usou-se a equação a seguir:

$$V = \frac{Q}{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right)}$$

Onde:

V = Velocidade do fluxo na tubulação

Q = Vazão na tubulação

D = Diâmetro do tubo

0,06700 m³/s
0,300 m

DIMENSIONAMENTO DE ADUTORA DE ÁGUA TRATADA

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI

Adutora gravitória T-02: ETA - ALTO ALEGRE

Por esta equação tem-se que a velocidade do fluxo na tubulação é igual à:

V = Velocidade do fluxo na tubulação 0,95 m/s

2.4 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA

Para o cálculo da perda de carga linear na tubulação utilizou-se a fórmula Universal, recomendada pela Norma NB-591 de dezembro de 1991 da ABNT.

A fórmula é descrita a seguir:

$$j = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Onde:

j = Perda de carga linear pela fórmula Universal

f = fator de atrito

L = Comprimento da tubulação

11540,95 m

D = Diâmetro do tubo

0,300 m

V = Velocidade do fluxo na tubulação

0,95 m/s

g = Aceleração da Gravidade

9,81 m/s²

Para este cálculo é necessário a determinação do fator de atrito (f), dado pela fórmula de Swamee-Jain, apresentada a seguir:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Re y^{0,9}} \right) \right]^2}$$

Onde:

f = Fator de atrito

ε = Rugosidade do material da tubulação

0,000010 m

D = Diâmetro do tubo

0,300 m

Rey = Número de Reynolds

O fator de atrito, por sua vez, é função do número de Reynolds, determinado pela equação apresentada a seguir:

$$Re y = \frac{VD_h}{\nu}$$

Onde:

Rey = Número de Reynolds

V = Velocidade do fluxo na tubulação

0,95 m/s

D_h = Diâmetro hidráulico

0,300 m

ν = Viscosidade cinemática do fluido (20°C)

1,007E-06 m²/s

O diâmetro hidráulico é numericamente igual ao diâmetro da tubulação por se tratar de um escoamento em seção plena, isto é, toda a parede interna do tubo está em contato com o líquido escoado.

Assim temos:

Rey = Número de Reynolds

2,82E+05

DIMENSIONAMENTO DE ADUTORA DE ÁGUA TRATADA

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI

Adutora gravitória T-02: ETA - ALTO ALEGRE

f = Fator de atrito 0,0149

A perda de carga linear será igual a:

j = Perda de carga linear pela Fórmula Universal 26,26 m

A metodologia utilizada é sugerida por Porto, Rodrigo Melo - EESC/USP, Hidráulica Básica, 1988.

2.5 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA LOCALIZADA

Segundo Azevedo Netto, as perdas de carga localizadas são função do quadrado da velocidade e do coeficiente "K". O valor deste coeficiente diz respeito ao tipo de singularidades das peças existente ao longo do sistema. Ver equação a seguir.

$$hf = K_r \cdot \frac{V_r^2}{2g}$$

Onde:

hf = Perda de carga localizada

Kr = Coef. relacionado com as singularidades na adutora

Vr = Velocidade do fluxo na adutora

g = Constante gravitacional

35,17

0,95 m/s

9,81 m/s²

Obs: K foi obtido através do somatório de todos os K(s) relativos à todas as singularidades na adutora e sucção. Ver tabela a seguir:

TIPO:	K	QUANT.	K PARCIAL
Adutora			
Curva 90	0,40	1,00	0,40
Curva 45	0,20	3,00	0,60
Curva 22	0,10	22,00	2,20
Válvula de gaveta	0,20	0,00	0,00
Junta desmontagem	0,40	0,00	0,00
Válvula redutora de pressão	4,00	0,00	0,00
Válvula controladora de vazão	14,27	1,00	14,27
Válvula borboleta com boia	6,00	0,00	0,00
Tê lateral	2,00	1,00	2,00
Tê direto	0,60	22,00	13,20
Entrada em canalização	0,50	1,00	0,50
Saída de canalização	1,00	2,00	2,00
Kr			35,17
K Total			35,17

Com a equação apresentada anteriormente e os dados de V, K e g, tem-se o seguinte valor para a perda de carga localizada:

hf = Perda de carga localizada 1,61 m

2.6 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA TOTAL

A perda de carga total na tubulação é obtida pela equação a seguir:

$$Hj = i + h_f$$

DIMENSIONAMENTO DE ADUTORA DE ÁGUA TRATADA

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI

Adutora gravitória T-02: ETA - ALTO ALEGRE

Onde:

Hj = Perda de carga total na tubulação	-----
j = Perda de carga ao longo da tubulação	26,26 m
hf = Perda de carga localizada	1,61 m

Por esta equação tem-se que a perda total na tubulação é igual à:

Hj = Perda de carga total	27,87 m
---------------------------	---------

2.7 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA TOTAL DISTRIBUÍDA

A perda de carga total distribuída é a perda de carga total dividida pelo comprimento da adutora. Ela será aplicada na análise da linha piezométrica. Ver equação a seguir:

$$j_{\text{total}} = \frac{H_j}{L}$$

Onde:

j total = Perda de carga total distribuída	-----
Hj = Perda de carga total na tubulação	27,87
L = Comprimento da tubulação	11540,95

O resultado dos cálculos é o que se segue:

j total = Perda de carga total distribuída	0,0024150 m/m
--	---------------

3 PRESSÃO EM REGIME PERMANENTE NA ADUTORA

Os limites de pressão e a pressão no ponto de deságua, em regime de escoamento permanente, encontrados na adutora são mostrados a seguir.

Os valores de pressão, em regime permanente, encontrados foram:

Pressão mínima ao longo da adutora	0,00 mca
Pressão máxima ao longo da adutora	45,73 mca
Pressão na saída da tubulação	36,77 mca

4 RESUMO

Concluindo o dimensionamento, estão apresentados a seguir os resultados dos cálculos efetuados anteriormente para Adutora. Os valores a serem adotados são os que seguem:

4.1 - ADUTORA

Material da Tubulação	PVC
Vazão na Tubulação	67,00 l/s
Comprimento da Tubulação	11540,95 m
Diâmetro da Tubulação	300 mm

5.8. PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DA EEAT-02

A seguir é apresentada a planilha de dimensionamento para a Estação Elevatória de Água Tratada 02.

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA TRATADA
RAP-02/ REL-01

1. Vazões de Projeto

As vazões de projeto afluentes à estação elevatória são apresentadas no quadro a seguir:

Etapa	Ano	Vazão máxima horária (L/s)		
		Necessária	Atual	Projeto
FINAL DE PLANO	2045	35,50	0,00	35,50

2. Tubulação de Recalque

O diâmetro da tubulação de recalque (D) foi selecionado através da fórmula de Bresse:

$D = K \times \sqrt[3]{Q}$

onde:

K = coeficiente (adotado)	1,2
Q = vazão de bombeamento (m³/s)	0,03550

A velocidade na tubulação (v) é assim calculada:

$v = Q / (\pi \times D^2 / 4)$

Os diâmetros e as velocidades resultantes são indicados no quadro abaixo:

Trecho	D (mm)			v (m/s)
	Calculado	Adotado	Interno	
Sucção	226	250	260,4	0,70
Barrilete	226	250	260,4	0,70
Linha de recalque	226	250	252	0,71

As velocidades obtidas atendem ao intervalo de 0,60 a 2,50 m/s.

3. Perdas de Carga

a) Perda de Carga Contínua

A perda de carga contínua (h_{fc}) é dada pela fórmula de Hazen-Williams:

$h_{fc} = 10,643 \times Q^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{-4,87} \times L$

onde:

- Q = vazão de bombeamento (m³/s)
- C = coeficiente de rugosidade
- D = diâmetro da tubulação (m)
- L = extensão da tubulação (m)

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA TRATADA
RAP-02/ REL-01

As perdas de carga contínuas, para tubulação nova e para tubulação velha, são obtidas conforme o quadro a seguir:

Trecho	D (mm)	L (m)	C		$h_{fc} (Q^{1,85})$	
			Tubo novo	Tubo velho	Tubo novo	Tubo velho
Sucção	260,40	2,00	110,00	90,00	2,50	3,62
Barrilete	260,40	3,50	110,00	90,00	4,37	6,33
Linha de recalque	252,00	58,14	130,00	130,00	62,51	62,51
Total					69,37	72,46

b) Perda de Carga Localizada

A perda de carga localizada (h_{fl}) é calculada pela seguinte fórmula:

$$h_{fl} = \Sigma k \times v^2 / 2g$$

onde:

k = coeficiente relativo às perdas de carga nas singularidades

v = velocidade na tubulação (m/s)

g = aceleração da gravidade (m/s²)

Os valores dos somatórios do coeficiente k foram obtidos conforme o quadro a seguir:

Tipo de singularidade	Sucção		Barrilete		Linha de recalque	
	Quant.	k	Quant.	k	Quant.	k
Ampliação gradual		0,30	1	0,30		0,30
Crivo	1	0,75		0,75		0,75
Curva de 90°	1	0,40	3	0,40	4	0,40
Curva de 45°		0,20		0,20		0,20
Curva de 22°30'		0,10		0,10		0,10
Curva de 11°15'		0,10		0,10		0,10
Entrada de Borda		1,00		1,00		1,00
Entrada normal		0,50		0,50		0,50
Junção de 45°		0,40	1	0,40		0,40
Junta de desmontagem	2	0,40	2	0,40		0,40
Redução gradual	1	0,15		0,15		0,15
Saída de canalização		1,00		1,00	1	1,00
Tê bilateral	1	1,80		1,80		1,80
Tê de passagem direta		0,60		0,60		0,60
Tê de saída lateral		1,30		1,30		1,30
Válvula controladora de bomba		2,50	1	2,50		2,50
Válvula de gaveta	2	0,20	1	0,20	2	0,20
Válvula de pé		1,75		1,75		1,75
Válvula de retenção		2,50	1	2,50		2,50
Outros		0,00		0,00		0,00
Σk		4,30		7,90		3,00

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA TRATADA
RAP-02/ REL-01

As perdas de carga localizadas são determinadas no quadro a seguir:

Trecho	Σk	D (mm)	v (Q m/s)	h_{fl} (Q ²)
Sucção	4,30	260,4	18,79	77,35
Barrilete	7,90	260,4	18,79	142,11
Linha de recalque	3,00	252,0	20,06	61,53
Total				280,99

c) Perda de carga linear

$$j = (h_{fc} + h_{fl})/L$$

j = perda de carga linear (tubo novo) 8,57 m/km

j = perda de carga linear (tubo velho) 8,68 m/km

4. Altura Geométrica

As alturas geométricas (H_g) mínima e máxima são dadas, respectivamente, por:

$$H_{g,\min} = C_{\text{lan\c{c}}} - NA_{\max} \quad \text{e} \quad H_{g,\max} = C_{\text{lan\c{c}}} - NA_{\min}$$

onde:

$C_{\text{lanç}}$ = cota de lançamento 408,990 m

$NA_{\text{máx}}$ = cota do nível máximo no poço de sucção 389,790 m

NA_{\min} = cota do nível mínimo no poço de sucção 386,790 m

Sendo assim, tem-se:

$H_{g,min}$ = altura geométrica mínima 19,20 m

$H_{g,m\acute{a}x}$ = altura geométrica máxima 22,20 m

5. Altura Manométrica

A altura manométrica (H_m) é dada por:

$$H_m = H_g + h_{fc} + h_{fl} + h_{filtro}$$

Logo, as expressões representativas da altura manométrica são as seguintes:

$$H_{m,\min} = 19,20 + 69,37 Q^{1,85} + 280,99 Q^2$$

$$H_{m,m\acute{a}x} = 22,20 + 72,46 Q^{1,85} + 280,99 Q^2$$

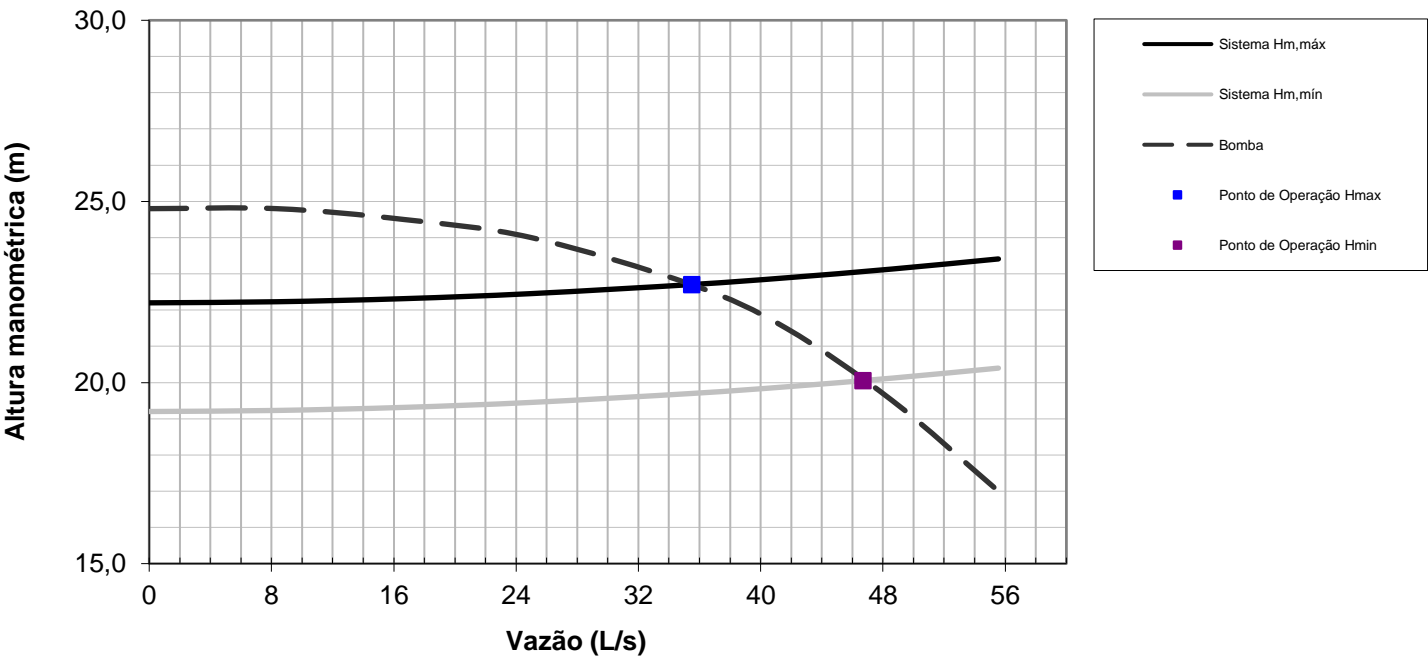
SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA TRATADA
RAP-02/ REL-01

6. Curvas do Sistema e Pontos de Operação

Os pontos das curvas características do sistema são determinados no quadro a seguir:

Q (L/s)	H _{m,min} (m)	H _{m,máx} (m)
0,00	19,20	22,20
8,33	19,23	22,23
16,67	19,31	22,32
25,00	19,45	22,45
35,50	19,70	22,70
41,67	19,88	22,89
48,61	20,12	23,13
55,56	20,40	23,41

As curvas do sistema e da bomba são ilustradas no gráfico a seguir:



Os pontos de operação, obtidos pelas interseções das curvas, são os seguintes:

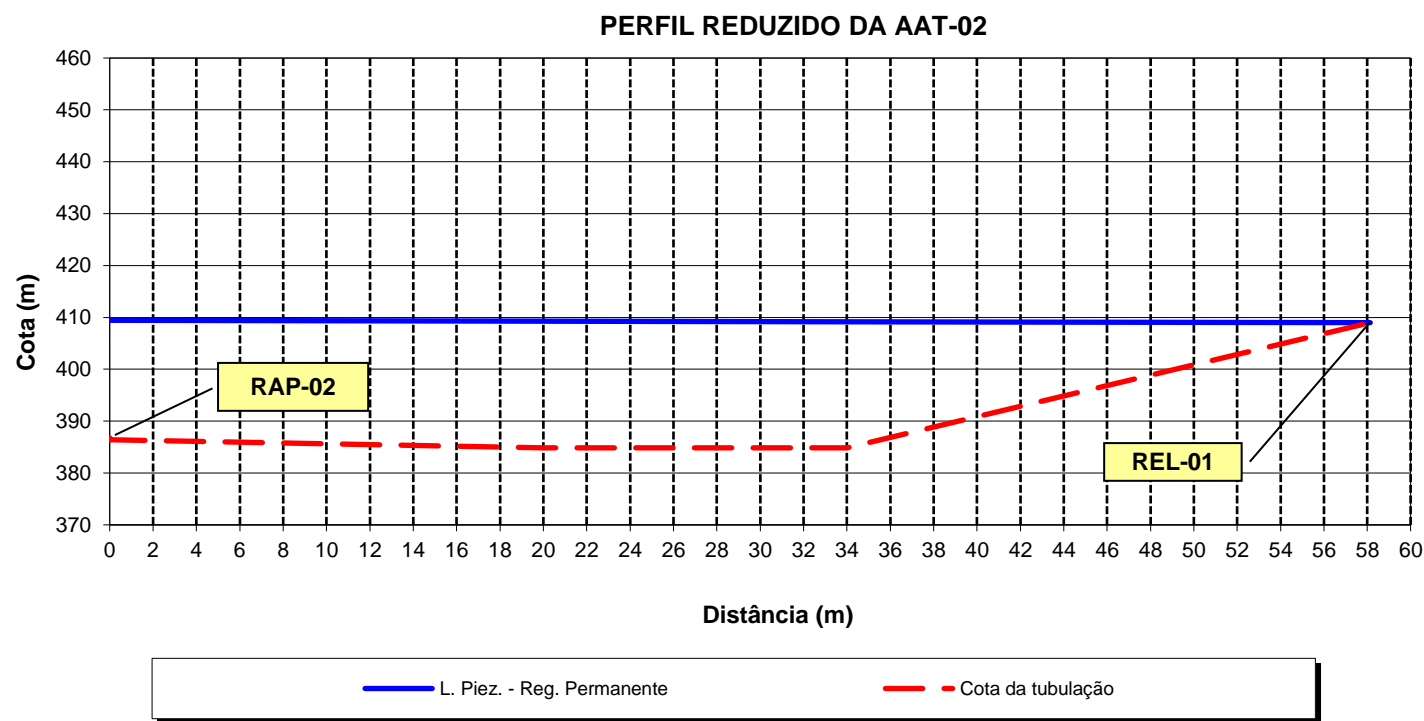
Parâmetro	H _{m,min}	H _{m,máx}
Q = vazão (L/s)	46,70	35,50
H _m = altura manométrica (m)	20,05	22,70

7. Conjunto Motor-Bomba

Será adotado conjunto motor-bomba com as seguintes características:

Modelo de referência	KSB MEGANORM 100-250 Rotor 236 mm
Tipo	EIXO HORIZONTAL
Número de bombas	1
Potência nominal	20,0 CV
Vazão	35,50 L/s
Altura manométrica	22,70 m
Rotação	1.750 rpm
Rendimento	73 %

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ/PI
DIMENSIONAMENTO ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA TRATADA
RAP-02/ REL-01



8. Verificação do NPSH

A sigla NPSH do inglês Net Positive Suction Head é adotada universalmente para designar a energia disponível na sucção. disponível, que é uma característica das instalações de sucção.

$$Z = h_{bomba} - h_{mínimo}^{sucção}$$
$$NPSH_{disp} = -Z + \frac{P_a - P_v}{\gamma} \times 10 - H_f$$

Onde:

NPSHreq = Net Positive Suction Head requerido
 h_{bomba} = Cota do eixo da bomba
 $h_{sucção\ mínimo}$ = Cota do nível mínimo de sucção
 Z = Altura de sucção
 P_a = Pressão atmosférica
 P_v = Pressão de Vapor
 γ = Peso específico da água
 H_f = Perda de carga na sucção

386,79 m
386,79 m
2,00 m
0,95 kg/cm ²
0,02 kg/cm ²
1,00 kg/dm ³
0,10 m

As bombas funcionarão perfeitamente se NPSH disponível for maior ou igual ao NPSH requerido.

NPSHreq = Net Positive Suction Head requerido 2,80 m
NPSHdisp = Net Positive Suction Head disponível 7,22 m

NPSHdisp>NPSHreq » Funcionamento OK!

5.9. PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA GRAVITÁRIA T-03

A seguir é apresentada a planilha de dimensionamento para a Adutora Gravitária T-03

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ

DIMENSIONAMENTO DE ADUTORA DE ÁGUA TRATADA

ADUTORA GRAVITÁRIA T-03 : ALTO ALEGRE - CURIMATÁ

1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

1.1 - ADUTORA GRAVITÁRIA

Tipo de material da tubulação

PVC

Q = Vazão na tubulação

35,50 l/s

L = Comprimento da tubulação

14491,95 m

2 DIMENSIONAMENTO DA TUBULAÇÃO

2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para o dimensionamento da tubulação da adutora gravitória foi utilizado o Teorema de Bernoulli apresentado abaixo.

$$Z_A + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g} = Z_B + \frac{P_B}{\gamma} + \frac{V_B^2}{2g} + H_j$$

Comparando as velocidades do escoamento a montante (V_A) e a jusante (V_B) com a velocidade desenvolvida na tubulação (V), temos que:

$$V_A \cong V_B \ll V$$

Portanto V_A e V_B são desprezíveis comparadas com V .

Como o reservatório a montante e o reservatório a jusante estão a pressão atmosférica, temos:

$$P_A = P_B$$

Assim reescrevendo o Teorema de Bernoulli, encontramos:

$$Z_A - Z_B = H_j$$

Onde:

Z_A = Cota da linha piezométrica a montante do trecho

Z_B = Cota da linha piezométrica a jusante do trecho

2.2 - DIÂMETRO ADOTADO NO PROJETO

O diâmetro da adutora foi determinado utilizando o critério de se manter a velocidade de escoamento entre 0,50 m/s e 1,50 m/s, evitando dessa forma elevadas velocidades que provocariam pressões transientes danosas ao sistema de proteção.

O diâmetro do tubo adotado para esta canalização foi:

250 mm

2.3 - CÁLCULO DA VELOCIDADE NO TRECHO

Para o cálculo da velocidade do fluxo na tubulação usou-se a equação a seguir:

$$V = \frac{Q}{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right)}$$

Onde:

V = Velocidade do fluxo na tubulação

Q = Vazão na tubulação

D = Diâmetro do tubo

0,03550 m³/s
0,250 m

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ

DIMENSIONAMENTO DE ADUTORA DE ÁGUA TRATADA

ADUTORA GRAVITÁRIA T-03 : ALTO ALEGRE - CURIMATÁ

Por esta equação tem-se que a velocidade do fluxo na tubulação é igual à:

V = Velocidade do fluxo na tubulação 0,72 m/s

2.4 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA

Para o cálculo da perda de carga linear na tubulação utilizou-se a fórmula Universal, recomendada pela Norma NB-591 de dezembro de 1991 da ABNT.

A fórmula é descrita a seguir:

$$j = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

Onde:

j = Perda de carga linear pela fórmula Universal	-----
f = fator de atrito	-----
L = Comprimento da tubulação	14491,95 m
D = Diâmetro do tubo	0,250 m
V = Velocidade do fluxo na tubulação	0,72 m/s
g = Aceleração da Gravidade	9,81 m/s²

Para este cálculo é necessário a determinação do fator de atrito (f), dado pela fórmula de Swamee-Jain, apresentada a seguir:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Re y^{0,9}} \right) \right]^2}$$

Onde:

f = Fator de atrito	-----
ε = Rugosidade do material da tubulação	0,000010 m
D = Diâmetro do tubo	0,250 m
Rey = Número de Reynolds	-----

O fator de atrito, por sua vez, é função do número de Reynolds, determinado pela equação apresentada a seguir:

$$Re y = \frac{VD_h}{\nu}$$

Onde:

Rey = Número de Reynolds	-----
V = Velocidade do fluxo na tubulação	0,72 m/s
D _h = Diâmetro hidráulico	0,250 m
ν = Viscosidade cinemática do fluido (20°C)	1,007E-06 m²/s

O diâmetro hidráulico é numericamente igual ao diâmetro da tubulação por se tratar de um escoamento em seção plena, isto é, toda a parede interna do tubo está em contato com o líquido escoado.

Assim temos:

Rey = Número de Reynolds	1,80E+05
--------------------------	----------

f = Fator de atrito	0,0162
---------------------	--------

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ

DIMENSIONAMENTO DE ADUTORA DE ÁGUA TRATADA

ADUTORA GRAVITÁRIA T-03 : ALTO ALEGRE - CURIMATÁ

A perda de carga linear será igual a:

j = Perda de carga linear pela Fórmula Universal

25,04 m

A metodologia utilizada é sugerida por Porto, Rodrigo Melo - EESC/USP, Hidráulica Básica, 1988.

2.5 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA LOCALIZADA

Segundo Azevedo Netto, as perdas de carga localizadas são função do quadrado da velocidade e do coeficiente "K". O valor deste coeficiente diz respeito ao tipo de singularidades das peças existente ao longo do sistema. Ver equação a seguir.

$$hf = K_r \cdot \frac{V_r^2}{2g}$$

Onde:

hf = Perda de carga localizada

Kr = Coef. relacionado com as singularidades na adutora

16,60

Vr = Velocidade do fluxo na adutora

0,72 m/s

g = Constante gravitacional

9,81 m/s²

Obs: K foi obtido através do somatório de todos os K(s) relativos à todas as singularidades na adutora e sucção. Ver tabela a seguir:

TIPO:	K	QUANT.	K PARCIAL
Adutora			
Curva 90	0,40	1,00	0,40
Curva 45	0,20	0,00	0,00
Curva 22	0,10	9,00	0,90
Válvula de gaveta	0,20	0,00	0,00
Junta desmontagem	0,40	0,00	0,00
Válvula redutora de pressão	4,00	0,00	0,00
Válvula controladora de vazão	26,00	0,00	0,00
Válvula borboleta com boia	6,00	0,00	0,00
Tê lateral	2,00	1,00	2,00
Tê direto	0,60	18,00	10,80
Entrada em canalização	0,50	1,00	0,50
Saída de canalização	1,00	2,00	2,00
Kr			16,60
K Total			16,60

Com a equação apresentada anteriormente e os dados de V, K e g, tem-se o seguinte valor para a perda de carga localizada:

hf = Perda de carga localizada

0,44 m

2.6 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA TOTAL

A perda de carga total na tubulação é obtida pela equação a seguir:

$$Hj = i + h_f$$

Onde:

Hj = Perda de carga total na tubulação

SISTEMA ADUTOR CURIMATÁ

DIMENSIONAMENTO DE ADUTORA DE ÁGUA TRATADA

ADUTORA GRAVITÁRIA T-03 : ALTO ALEGRE - CURIMATÁ

j = Perda de carga ao longo da tubulação	25,04 m
hf = Perda de carga localizada	0,44 m

Por esta equação tem-se que a perda total na tubulação é igual à:

Hj = Perda de carga total	25,48 m
---------------------------	---------

2.7 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA TOTAL DISTRIBUÍDA

A perda de carga total distribuída é a perda de carga total dividida pelo comprimento da adutora. Ela será aplicada na análise da linha piezométrica. Ver equação a seguir:

$$j_{\text{total}} = \frac{Hj}{L}$$

Onde:

j total = Perda de carga total distribuída	-----
Hj = Perda de carga total na tubulação	25,48
L = Comprimento da tubulação	14491,95

O resultado dos cálculos é o que se segue:

j total = Perda de carga total distribuída	0,0017582 m/m
--	---------------

3 PRESSÃO EM REGIME PERMANENTE NA ADUTORA

Os limites de pressão e a pressão no ponto de deságua, em regime de escoamento permanente, encontrados na adutora são mostrados a seguir.

Os valores de pressão, em regime permanente, encontrados foram:

Pressão mínima ao longo da adutora	0,00 mca
Pressão máxima ao longo da adutora	40,32 mca
Pressão na saída da tubulação	18,98 mca

4 RESUMO

Concluindo o dimensionamento, estão apresentados a seguir os resultados dos cálculos efetuados anteriormente para Adutora. Os valores a serem adotados são os que seguem:

4.1 - ADUTORA

Material da Tubulação	PVC
Vazão na Tubulação	35,50 l/s
Comprimento da Tubulação	14491,95 m
Diâmetro da Tubulação	250 mm