



MINISTÉRIO DO
DESENVOLVIMENTO REGIONAL



MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL – MDR
Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco
e do Parnaíba - CODEVASF

PROJETO EXECUTIVO E ESTUDOS COMPLEMENTARES
DOS SISTEMAS ADUTORES NA REGIÃO DO SERIDÓ
NO ESTADO DO RIO GRANDE DO NORTE

Relatório T1N - Projeto Executivo do Sistema Seridó Norte,
Trecho Armando Ribeiro Gonçalves a Entroncamento
Jucurutu

Volume 4 – Projeto Hidromecânico
Tomo 1 – Memorial Descritivo e de Cálculo



Janeiro/2022 - Revisão R02

C755 Consórcio Techne/Engeconsult

Projeto Executivo e Estudos Complementares dos Sistemas Adutores na Região do Seridó no Estado do Rio Grande do Norte. Relatório T1N - Projeto Executivo do Sistema Seridó Norte, Trecho Armando Ribeiro Gonçalves a Entroncamento Jucurutu. Projeto Hidromecânico. Memorial Descritivo e de Cálculo. Recife, 2022. 216 f.

Cliente: MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL – MDR. Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba – CODEVASF. SGAN 601, Conj. I. Ed. Dep. Manoel Novaes, CEP: 70830-019, Brasília – DF / Brasil.

Consultora: Consórcio Techne/Engeconsult. Rua Ernesto de Paula Santos, nº 1.368, Sala 904, Boa Viagem, CEP 51.021-330, Recife – PE / Brasil. Rua Almirante Noronha de Carvalho, nº 45, Rosarinho, CEP: 52041-345, Recife - PE / Brasil.

REVISÃO DOS DOCUMENTOS

Rev.	Data	Descrição
00	OUT/2021	Emissão Inicial.
01	NOV/2021	Atendimento ao 1º Parecer de Análise
02	JAN/2022	Complemento ao 1º Parecer de Análise

APRESENTAÇÃO

O presente documento refere-se ao **Relatório T1N - Projeto Executivo do Sistema Seridó Norte, Trecho Armando Ribeiro Gonçalves a Entroncamento Jucurutu**, atividade integrante da elaboração do **Projeto Executivo e Estudos Complementares dos Sistemas Adutores na Região do Seridó, no Estado do Rio Grande do Norte**, no âmbito do contrato firmado entre o **Consórcio TECHNE - ENGECONSULT** e a **CODEVASF – Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba**.

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

- Plano de Trabalho;
- Relatório R0 – Estudos Complementares;
- Relatório T1N – Projeto Executivo do Sistema Seridó Norte, Trecho Armando Ribeiro Gonçalves a Entroncamento Jucurutu;
- Relatório T2N – Projeto Executivo do Sistema Seridó Norte, Trecho Entroncamento Jucurutu a São Vicente;
- Relatório T3N – Projeto Executivo do Sistema Seridó Norte, Trecho Adução para a Serra de Santana;
- Relatório T4N – Projeto Executivo do Sistema Seridó Norte, Trecho São Vicente a Currais Novos;
- Relatório T5N – Projeto Executivo do Sistema Seridó Norte, Trecho Derivação para Cruzeta;
- Relatório T1S – Projeto Executivo do Sistema Manoel Torres – Serra Negra do Norte;
- Relatório T2S – Projeto Executivo do Sistema Oiticica – Caicó – Passagem das Traíras, Trecho Oiticica a Caicó;
- Relatório T3S – Projeto Executivo do Sistema Oiticica – Caicó – Passagem das Traíras, Trecho Caicó a Passagem das Traíras;
- Relatório T4S – Projeto Executivo do Sistema Carnaúba – São João do Sabugi – Ipueira;
- Relatório T5S – Projeto Executivo do Sistema Esguicho – Ouro Branco.

O **Relatório T1N - Projeto Executivo do Sistema Seridó Norte, Trecho Armando Ribeiro Gonçalves a Entroncamento Jucurutu**, será subdividido nos seguintes volumes:

- Volume 1 – Projeto de Terraplenagem e Urbanização;
- Volume 2 – Projeto Estrutural e de Fundações;
- Volume 3 – Projeto de Edificações e Elementos Cívicos;
- Volume 4 – Projeto Hidromecânico;
- Volume 5 – Projeto Elétrico, Automação e Controle;
- Volume 6 – Orçamento e Especificações Técnicas; e
- Volume 7 – Projeto Consolidado e Peças Complementares.

O **Volume 4 – Projeto Hidromecânico**, foi dividido em 03 (três) tomos, a saber:

- Tomo 1 – Memorial Descritivo e de Cálculo;
- Tomo 2 – Anexos do Projeto; e
- Tomo 3 – Manual de Operação e Manutenção.

O **Tomo 1 – Memorial Descritivo e de Cálculo**, além desta apresentação, é composto por 05 (cinco) Capítulos denominados:

1. Introdução;
2. Resumo da Concepção do Sistema;
3. Memorial Descritivo;
4. Memorial de Cálculo; e
5. Referências.

RESUMO

O Relatório T1N - Projeto Executivo do Sistema Seridó Norte, Trecho Armando Ribeiro Gonçalves a Entroncamento Jucurutu, consiste do documento relativo ao projeto executivo propriamente dito, das unidades que compõem o sistema adutor para o trecho em pauta, onde são apresentados os detalhamentos dos projetos hidromecânicos das estruturas apresentadas no Relatório R0 – Tomo 2 – Estudo de Revisão, juntamente com a apresentação dos projetos de terraplenagem e urbanismo, edificações, obras civis, estruturas, elétrica, automação e controle operacional, contendo as características construtivas do sistema projetado, em nível de detalhe que permita a elaboração das especificações técnicas, orçamentos, manuais de operação e manutenção e demais elementos necessários e suficientes à realização da licitação das obras e sua fiscalização. O Volume 4 - Projeto Hidromecânico, contempla o detalhamento dos elementos hidromecânicos, integrantes das estações de bombeamento e de tratamento, bem como os blocos de ancoragem e de apoio das tubulações.

Palavras-Chave: Sistema Adutor. Seridó. Projeto Executivo. Trecho 1N. Hidromecânico. Adutora. Estação Elevatória. Estação de Tratamento. Flutuante.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Localização geográfica e grupo de municípios que compõe a Região do Seridó.	14
Figura 2.1 – Esquema Hidráulico da Solução de Otimização proposta para o Trecho 1N	20
Figura 3.1 – Curvas da bomba na EBF, Vazão x Rendimento, Vazão x NPSH Requerido, Vazão x Potência fornecida.....	26
Figura 3.2 - Curvas do sistema de recalque EBF para a ETA e ponto de trabalho ..	27
Figura 3.3 - Fluxograma da ETA Jucurutu	32
Figura 3.4 - Dimensões Básicas de Uma Calha Parshall em Planta e Corte.....	40
Figura 3.5 – Misturador Submersível XRW 2121	72
Figura 3.6 - Desidratação de Lodos.....	76
Figura 3.7 – Curvas da bomba na EEAT 1, Vazão x Rendimento, Vazão x NPSH Requerido, Vazão x Potência fornecida.....	95
Figura 3.8 - Curvas do sistema de recalque EEAT 1 para EEAT 2 e ponto de trabalho	96
Figura 3.9 - Diagrama linear de funcionamento dos Trechos 1N, 2N e 5N.	98
Figura 3.10 - Resultado para carga piezométrica disponível $Q = 375 \text{ L/s}$	104
Figura 3.11 - Resultado para as pressões disponíveis	104
Figura 3.12 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória da Carga de Pressão)	105
Figura 3.13 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória Piezométrica)	106
Figura 3.14 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória Piezométrica, com Proteção)	107
Figura 3.15 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória de Pressão, com proteção).....	107
Figura 3.16 - Curva de Expansão/Contração do RHO da EBF	108
Figura 3.17 - Resultado para carga piezométrica disponível $Q = 375 \text{ L/s}$	112
Figura 3.18 - Resultado para as pressões disponíveis	113
Figura 3.19 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória da Carga de Pressão)	114
Figura 3.20 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória Piezométrica)	114
Figura 3.21 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória Piezométrica, com Proteção)	115
Figura 3.22 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória de Pressão, com proteção).....	116
Figura 3.23 - Curva de Expansão/Contração do RHO da EEAT 1	116
Figura 3.24 - Esquema Hidráulico do Sistema Projetado – T1N.....	121

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Demandas nos anos de 2050 e 2070 nos Trechos Norte e Sul do Seridó – RN.....	17
Tabela 2.2 – Coeficientes de Rugosidade das Tubulações (k - Fórmula Universal). 18	
Tabela 2.3 - Coeficientes de Rugosidade das Tubulações (C - Fórmula de Hazen-Williams)	19
Tabela 3.1 – Características técnicas do açude Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves.....	23
Tabela 3.2 – Parâmetros Básicos da EBF	25
Tabela 3.3 – Equações e Variáveis Utilizadas para a Estimativa da Produção de Lodo	33
Tabela 3.4 – Equações e variáveis utilizadas para o balanço de massa nos decantadores	33
Tabela 3.5 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Balanço de Massa nos Filtros.....	34
Tabela 3.6 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Balanço de Massa no Tanque de Regularização.....	34
Tabela 3.7 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Balanço de Massa nos Adensadores.....	35
Tabela 3.8 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Balanço de Massa na Desidratação.....	36
Tabela 3.9 - Balanço de Massa - Estimativa da Produção de Lodo	38
Tabela 3.10 - Balanço de Massa - Decantadores.....	38
Tabela 3.11 - Balanço de Massa - Filtros	38
Tabela 3.12 - Balanço de Massa - Tanque de Regularização	38
Tabela 3.13 - Balanço de Massa - Adensadores	38
Tabela 3.14 - Balanço de Massa – Desidratação (Bags).....	38
Tabela 3.15 - Balanço de Massa - Novas Vazões Líquidas e Sólidas.....	39
Tabela 3.16 - Dimensões Padronizadas de Calhas Parshall.....	41
Tabela 3.17 - Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento da Mistura Rápida em Calha Parshall	41
Tabela 3.18 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Vertedores	44
Tabela 3.19 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Canais	44
Tabela 3.20 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Floculadores	46
Tabela 3.21 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Decantadores	52
Tabela 3.22 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Duto de Entrada de Água nos Decantadores	54
Tabela 3.23 - Dimensionamento dos Orifícios do Duto pelo Método Iterativo	55

Tabela 3.24 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Poços de Lodo dos Decantadores	56
Tabela 3.25 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento das Calhas de Coleta de Água dos Decantadores	57
Tabela 3.26 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Filtros	61
Tabela 3.27 – Características das Subcamadas de Pedregulho	62
Tabela 3.28 - Parâmetros Básicos da Elevatória de Água de Lavagem	65
Tabela 3.29 - Resumo da Adutora de Água de Lavagem	65
Tabela 3.30 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Sistema de Lavagem com Ar.....	66
Tabela 3.31 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento das Calhas dos Filtros	67
Tabela 3.32 – Tubulação de Saída do Filtro	68
Tabela 3.33 – Resumo da Adutora de Gravidade (ETA – EEAT01)	69
Tabela 3.34 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento da Desinfecção por Cloro Gasoso	70
Tabela 3.35 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Tanque de Regularização Existente	72
Tabela 3.36 - Parâmetros Básicos do Sistema de Adução.....	73
Tabela 3.37 – Características da Adutora de Recalque	74
Tabela 3.38 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Adensadores.....	75
Tabela 3.39 – Verificações de Funcionamento dos Adensadores	75
Tabela 3.40 - Parâmetros Básicos da Estação Elevatória 02	76
Tabela 3.41 - Resumo da Adutora.....	76
Tabela 3.42 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Bags.....	77
Tabela 3.43 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Tanque de Água Recuperada	79
Tabela 3.44 - Parâmetros Básicos da Estação Elevatória de Água Recuperada	80
Tabela 3.45 - Resumo da Adutora.....	80
Tabela 3.46 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Consumo de Cloreto de Polialumínio.....	81
Tabela 3.47 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Consumo de Hidróxido de Sódio.....	83
Tabela 3.48 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Consumo de Ácido Fluossílico.....	85
Tabela 3.49 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Polímeros.....	87
Tabela 3.50 - Equações e variáveis utilizadas no dimensionamento das estações elevatórias de água bruta e água tratada	89
Tabela 3.51 - Acréscimos recomendáveis para os motores em função da potência das bombas.....	91

Tabela 3.52 – Parâmetros Básicos da EEAT 1.....	92
Tabela 3.53 – Principais características da estação elevatória de água tratada	93
Tabela 3.54 - Resumo das características da tubulação em PEAD PN 10.....	98
Tabela 3.55 - Coeficientes de Rugosidade para o final de plano.....	100
Tabela 3.56 - Diâmetros internos utilizados no dimensionamento da região do Seridó/RN	100
Tabela 3.57 - Valores de K para o cálculo das perdas de carga localizadas.....	101
Tabela 3.58 - Equações e variáveis utilizadas no dimensionamento das adutoras de recalque – Definição do Diâmetro Econômico	101
Tabela 3.59 - Lista de Ventosas da adutora de bruta do Trecho 1N	109
Tabela 3.60- Lista de descargas da adutora de água bruta do trecho 1N.	109
Tabela 3.61 - Resumo do sistema adutor (EEAT 1/ Entroncamento)	110
Tabela 3.62 – Lista de ventosas do Subtrecho 2 – EEAT 1 – Entroncamento.	117
Tabela 3.63- Lista de descargas do Subtrecho 2 – EEAT 1 – Entroncamento.	119
Tabela 3.64 – Caixas de Manobra do Trecho T1N	120
Tabela 3.65 - Lista de travessias envelopadas do Trecho 2N.	120

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANA	Agência Nacional de Águas
ARG	Armando Ribeiro Gonçalves
CODEVASF	Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba
COSERN	Companhia Energética do Rio Grande do Norte
DEFoFo	Diâmetro Equivalente a Ferro Fundido
DE	Diâmetro Externo
DN	Diâmetro Nominal
DNOCS	Departamento Nacional de Obras Contra as Secas
EBF	Estação de Bombeamento Flutuante
EEAT	Estação Elevatória de Água Tratada
EPS	Poliestireno Expandido
ETA	Estação de Tratamento de Água
FoFo	Ferro Fundido
IGARN	Instituto de Gestão das Águas do Estado do Rio Grande do Norte
NA	Nível de água
NBR	Norma Brasileira
NPSH	Net Positive Suction Head
NR	Norma Regulamentadora
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PERH/RN	Plano Estadual de Recursos Hídricos do Estado do Rio Grande do Norte
PN	Pressão Nominal
PNSH	Plano Nacional de Segurança Hídrica
PRFV	Plástico com reforço de fibra de vidro
PVC	Policloreto de vinila
R	Reserva
REL	Reservatório Elevado
SEMARH/RN	Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte
SI	Sistema Internacional de Unidades
TAU	Tanque de Amortecimento Unidirecional
UTM	Universal Transversa de Mercator

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	RESUMO DA CONCEPÇÃO DO SISTEMA	17
2.1	Normas Utilizadas	17
2.2	Consumo <i>per capita</i> , Demandas e Vazões de Projeto	17
2.3	Parâmetros de Projeto	18
2.3.1	Estações Elevatórias / Linhas Adutoras	18
2.3.2	Adutoras de Recalque e de Gravidade	18
2.4	Alternativa Escolhida	20
3	MEMORIAL DESCRITIVO	23
3.1	Considerações Iniciais	23
3.2	Captação / Estação de Bombeamento Flutuante / Adutora de Recalque	23
3.2.1	Captação	23
3.2.2	Estação de Bombeamento Flutuante – EBF	24
3.3	Estação de Tratamento de Água	29
3.3.1	Unidades do Sistema	29
3.3.2	Balanço da Massa	29
3.3.3	Coagulação e Mistura Rápida (Calha Parshall)	37
3.3.4	Vertedores e Canais Distribuidores para Floculadores	43
3.3.5	Floculação (Floculador Hidráulico de Chicanas Verticais)	45
3.3.6	Vertedores de Saída dos Floculadores	49
3.3.7	Vertedores de Entrada dos Decantadores	49
3.3.8	Decantação (Decantador Laminar de Alta Taxa)	50
3.3.9	Vertedores de Entrada dos Filtros	60
3.3.10	Filtração (Filtros Rápidos Descendentes de Camada Dupla)	60
3.3.11	Adutora de Gravidade (ETA – EEAT01)	69
3.3.12	Desinfecção	69
3.3.13	Tanque de Regularização (Existente)	71
3.3.14	Estação Elevatória de Lodo 01	73
3.3.15	Adensadores Contínuos	74
3.3.16	Estação Elevatória de Lodo 02	75
3.3.17	Desidratação (Bags)	76
3.3.18	Tanque de Água Recuperada	78
3.3.19	Estação Elevatória de Água Recuperada	80
3.3.20	Reagentes Químicos	80
3.4	Estação Elevatória de Água Tratada (EEAT 1) / Adutora de Recalque EEAT 1	89
3.4.1	Seleção dos Grupos Motobomba	93
3.4.2	Determinação do NPSH das bombas (EEAT 1)	96
3.4.3	Equipamentos Eletromecânicos (EEAT 1)	96
3.4.4	Adutoras	97
3.4.5	Subtrecho 1 - Adutora de Água Bruta (EBF – ETA Jucurutu)	98

3.4.6	Subtrecho 2 - Adutora de Água Tratada (EEAT 1 - Entroncamento)	110
3.5	Esquema Hidráulico do Sistema Projetado.....	121
4	MEMORIAL DE CÁLCULO.....	123
4.1	Estação de Bombeamento Flutuante (EBF – Calha Parshall da ETA Jucurutu).....	123
4.2	Estação de Tratamento de Água – Balanço de Massa	128
4.2.1	Balanço de Massa (Turbidez Média: 92 UNT)	128
4.2.2	Balanço de Massa (Turbidez Média: 197,70 UNT)	131
4.3	Estação de Tratamento de Água	135
4.3.1	Calha Parshall.....	135
4.3.2	Vertedores de Distribuição para os Floculadores	137
4.3.3	Vertedores de Distribuição para os Floculadores (Verificação)	137
4.3.4	Canal de Entrada dos Floculadores (Três Floculadores Funcionando)	138
4.3.5	Canal de Entrada dos Floculadores (Dois Floculadores Funcionando)	138
4.3.6	Floculadores Hidráulicos de Chicana Vertical (Condição Normal))	139
4.3.7	Floculador Hidráulico de Chicana Vertical (Vazão Média) (Pior Condição) ...	141
4.3.8	Vertedores de Saída dos Floculadores.....	144
4.3.9	Vertedores de Saída dos Floculadores (Verificação).....	145
4.3.10	Vertedores de Entrada dos Decantadores	145
4.3.11	Vertedores de Entrada dos Decantadores (Verificação)	146
4.3.12	Decantador (Condição Normal).....	146
4.3.13	Decantador (Pior Condição)	159
4.3.14	Filtros (Filtros Rápidos Descendentes de Camada Dupla).....	169
4.3.1	Curva da Bomba	180
4.3.1	Adutora de Gravidade (ETA – EEAT01)	183
4.3.2	Desinfecção	185
4.3.3	Canal de Saída de Lodo dos Decantadores	186
4.3.4	Canal Principal	186
4.3.5	Conduto Livre (TPCL 01).....	187
4.3.6	Conduto Livre (TPCL 02).....	188
4.3.7	Tanque de Regularização (Existente).....	189
4.3.8	Estação Elevatória de Lodo 01	190
4.3.9	Curva da Bomba	193
4.3.10	Adensadores Contínuos	193
4.3.11	Estação Elevatória de Lodo 02.....	194
4.3.12	Desidratação (Bags).....	196
4.3.13	Tanque de Água Recuperada	196
4.3.14	Estação Elevatória de Água Recuperada.....	197
4.3.15	Curva da Bomba	200
4.3.1	Cloreto de Polialumínio- Coagulação.....	200
4.3.2	Hidróxido de Cálcio – Correção do PH	201
4.3.3	Ácido Fluossilico - Fluoretação	203
4.3.4	Polímero (Adensadores)	204
4.3.5	Polímero (Bags)	205
4.4	Estação Elevatória de Água Tratada (EEAT 1 – EEAT 2)	206
4.5	Adutora de Água Tratada.....	211

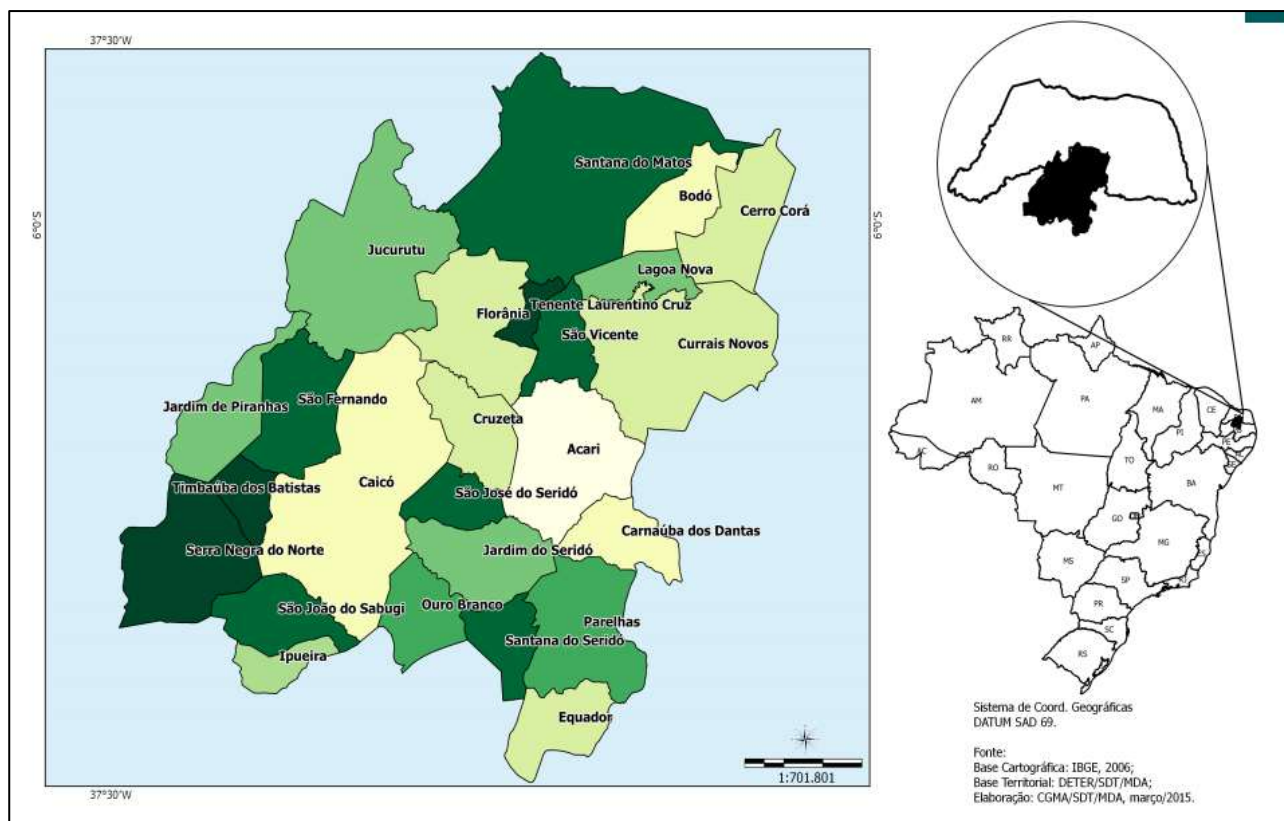
4.5.1 Ventosas.....	211
4.5.2 Descargas.....	213
5 REFERÊNCIAS.....	216

1. *INTRODUÇÃO*

1 INTRODUÇÃO

A região do Seridó Potiguar está situada no extremo central sul do Rio Grande do Norte, sendo formada pelas bacias dos rios Seridó e Espinharas, afluentes do Piranhas-Açu. Seus limites abrigam 25 municípios, como mostra a **Figura 1.1**, quais sejam: Acari, Bodó, Cerro Corá, Carnaúba dos Dantas, Caicó, Cruzeta, Currais Novos, Equador, Florânia, Ipueira, Jardim de Piranhas, Jardim do Seridó, Jucurutu, Lagoa Nova, Ouro Branco, Parelhas, São Fernando, São Vicente, São João do Sabugi, São José do Seridó, Santana do Seridó, Serra Negra do Norte, Timbaúba dos Batistas e Tenente Laurentino Cruz. Ocupa uma área de 10.796,72 Km², onde vivem cerca de 300 mil habitantes, considerando as zonas urbana e rural.

Figura 1.1 – Localização geográfica e grupo de municípios que compõe a Região do Seridó.



Fonte: MDA, 2015.

Situada no semiárido brasileiro, a região em pauta apresenta grande concentração de pequenos reservatórios, sejam eles privados ou pertencentes ao poder público, que secam nos períodos de longas estiagens verificadas no sertão nordestino, principalmente aqueles com capacidade de acumulação inferior a 5 milhões de metros cúbicos. Diante desse cenário, associado à baixa capacidade de regularização das fontes hídricas existentes, as falhas no abastecimento de água nos municípios da região do Seridó é um problema recorrente.

O Sistema Adutor do Seridó foi, então, concebido, visando a implementação de sistemas adutores integrados com fontes hídricas seguras, como o Projeto de Integração do Rio São Francisco – PISF e grandes barragens da região, de modo a promover maior segurança hídrica aos municípios da região do Seridó Potiguar e garantir abastecimento pleno das suas populações, conforme ação prevista no Plano de Recursos Hídricos da bacia do rio

Piranhas-Açu, e reconhecido como empreendimento estratégico do Plano Nacional de Segurança Hídrica – PNSH.

Assim, entre 2017 e 2020 foram desenvolvidos os Estudos de Concepção e de Viabilidade Técnica, Econômico-Financeira e Ambiental e Elaboração do Projeto Básico de Sistemas Adutores na Região do Seridó no Estado do Rio Grande do Norte, a partir de contrato firmado com a Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte (SEMARH/RN), os quais nortearão as revisões, adequações e complementações necessárias à execução do Projeto Executivo.

O projeto hidromecânico foi desenvolvido seguindo as premissas previstas no Projeto Básico e ajustadas ou complementadas de acordo com o Estudo de Otimização e Revisão, apresentado no Volume 3, do Relatório R0 – Estudos Complementares. Nesse documento, será apresentado um breve resumo das premissas de projeto e da alternativa escolhida na etapa anterior ao projeto executivo. Na sequência, apresenta-se o memorial descritivo e de cálculo das unidades projetadas, finalizando com as referências bibliográficas consultadas para o desenvolvimento do projeto. O Tomo 2 contempla as peças gráficas que complementam as informações apresentadas nesse relatório, enquanto o Tomo 3 especifica as condições de operação e manutenção do sistema.

2. *RESUMO DA CONCEPÇÃO DO SISTEMA*

2 RESUMO DA CONCEPÇÃO DO SISTEMA

Nesse capítulo será apresentado um resumo da concepção escolhida no Volume 3 (Tomo 1 – Estudo de Otimização e Tomo 2 – Estudo de Revisão), a fim de nortear o entendimento dos dispositivos projetados na etapa do projeto executivo.

2.1 NORMAS UTILIZADAS

Para o desenvolvimento dos projetos executivos foram utilizadas as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), conforme listado na sequência:

- NBR 12211/1992 - Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água – Procedimento;
- NBR 12214/2020 - Projeto de estação de bombeamento ou de estação elevatória de água — Requisitos;
- NBR 12215-1/2017 - Projeto de adutora de água - Parte 1: Conduto forçado;
- NBR 12216/1992 - Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público - Procedimento;
- NBR 12217/1994 - Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público - Procedimento;
- NBR 12218/2017 - Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público - Procedimento;
- NBR 12266/1992 - Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água esgoto ou drenagem urbana - Procedimento;
- NBR 12213/1992 - Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público – Procedimento.

Além das normas técnicas pertinentes ao escopo dos trabalhos, serão também respeitados os princípios da legislação federal, estadual e municipal vigentes, principalmente no que se refere aos preceitos legais que disciplinam e orientam o uso do solo, recursos hídricos e meio ambiente. O padrão das unidades de medida adotado será o SI (Sistema Internacional de Unidades), porém, se necessário, outras unidades poderão ser indicadas.

2.2 CONSUMO PER CAPITA, DEMANDAS E VAZÕES DE PROJETO

As demandas a serem atendidas pelo sistema adutor foram retiradas do Projeto Básico existente, mais precisamente do documento “Estudos de Concepção e de Viabilidade Técnica, Econômico-Financeira e Ambiental e Elaboração do Projeto Básico de Sistemas Adutores na Região do Seridó no Estado do Rio Grande do Norte”, considerando o ano de 2070 como horizonte de projeto, sendo obtidas as demandas destacadas na **Tabela 2.1**, para o município integrante do Trecho 1N.

Tabela 2.1 - Demandas nos anos de 2050 e 2070 nos Trechos Norte e Sul do Seridó – RN

Município	Demanda em 2050	Verificação da taxa de consumo em 2070	Taxa de consumo diário utilizada	Demanda em 2070
	(200 L/hab./dia)			
	Q (L/s)	Q (L/hab./dia)	Q (L/hab./dia)	Q (L/s)
Jucurutu	43,62	187,78	160	42,35
Caicó	247,86	163,53	200	301,5

Fonte: SEMARH/RN, 2019.

2.3 PARÂMETROS DE PROJETO

Na sequência são descritos os parâmetros básicos que nortearam os Estudos de Otimização e Revisão e que também servirão de premissas para a elaboração do Projeto Executivo.

2.3.1 Estações Elevatórias / Linhas Adutoras

O dimensionamento das estações elevatórias abrange a análise da curva do sistema de recalque x curva da bomba, bem como respectivos equipamentos e materiais. Para o dimensionamento do conjunto Estações Elevatórias e respectivas Adutoras de Recalque, foi desenvolvido o estudo econômico, de modo a determinar o diâmetro correspondente ao menor custo total (energia + investimento), conforme estudo detalhado apresentado no Tomo 2, do Volume 3, do Relatório R0 – Estudos Complementares, previamente aprovado.

O dimensionamento das estações de bombeamento prevê a parada no horário de ponta, por um período de 4 horas, ou seja, a operação ocorrerá por 20 horas diárias, conforme regime operacional previsto no Projeto Básico. Os poços de sucção foram dimensionados como reservatórios, prevendo um período de detenção equivalente a 240 minutos (4 horas).

Para a seleção dos conjuntos motobomba do sistema de recalque considerou-se um número mínimo de bombas igual a duas unidades, a previsão de uma unidade de reserva, e modelos disponíveis no mercado, com prioridade de escolha de equipamentos que operem em baixa rotação e apresentem rendimentos superiores a 60 %.

2.3.2 Adutoras de Recalque e de Gravidade

Para as adutoras por recalque, foi analisado o comportamento dos sistemas, considerando um período de recalque de 20 horas/dia, admitindo a parada dos sistemas de recalque nos horários de picos de energia. Em adutoras por gravidade, considerou-se um transporte de 24 horas/dias, de modo que o volume correspondente ao tempo de parada do sistema de recalque deve ser armazenado em reservatórios de regularização.

A determinação da perda de carga unitária (distribuída) nas tubulações foi calculada com base na equação de Hazen-Williams ou da fórmula universal, dependendo da situação, tendo sido considerados os coeficientes de rugosidade apresentados nas **Tabelas 2.2 e 2.3**, de acordo com a metodologia utilizada. As perdas de carga localizadas, foram dimensionadas com base nas tabelas existentes na bibliografia técnica pertinente.

Tabela 2.2 – Coeficientes de Rugosidade das Tubulações (k - Fórmula Universal)

MATERIAL	RUGOSIDADE (k) (mm)
TUBO DE AÇO: JUNTAS SOLDADAS E INTERIOR CONTÍNUO	
- Grandes incrustações ou tuberculizações	2,4 a 12,0
- Tuberculização geral de 1 a 3 mm	0,9 a 2,4
- Pintura à brocha, com asfalto, esmalte ou betume em camada espessa	0,6
- Leve enferrujamento	0,25
- Revestimento obtido por imersão em asfalto quente	0,1
- Revestimento com argamassa de cimento obtida por centrifugação	0,1
- Tubo novo previamente alisado internamente e posterior revestimento de esmalte, vinyl ou epóxi obtido por centrifugação	0,06
TUBO DE CONCRETO	
- Acabamento bastante rugoso: executado com formas de madeira muito rugosas; concreto pobre com desgastes por erosão; juntas mal alinhadas	2,0

MATERIAL	RUGOSIDADE (k) (mm)
- Acabamento rugoso: marcas visíveis de formas	0,5
- Superfície interna alisada a desempenadeira; juntas bem feitas	0,3
- Superfície obtida por centrifugação	0,33
- Tubo de superfície lisa, executado com formas metálicas, acabamento médio com juntas bem cuidadas	0,12
- Tubo de superfície interna bastante lisa, executado com formas metálicas, acabamento esmerado, e juntas cuidadas	0,06
TUBO DE CIMENTO AMIANTO	0,1
TUBO DE FERRO FUNDIDO (NOVO)	
- Revestimento interno com argamassa de cimento e areia obtida por centrifugação com ou sem proteção de tinta à base de betume	0,1
- Não revestido	0,15 a 0,6
- Leve enferrujamento	0,30
TUBO DE PLÁSTICO	0,06
TUBOS USADOS	
- Com camada de lodo inferior a 5,0 mm	0,6 a 3,0
- Com incrustações de lodo ou de gorduras inferiores a 25 mm	6,0 a 30,0
- Com material sólido arenoso depositado de forma irregular	60,0 a 300

Nota:

Para adutoras medindo mais de 1.000 m de comprimento: 2,0 vezes o valor encontrado na tabela;

Para adutoras medindo menos de 1.000 m de comprimento: 1,4 vezes o valor encontrado na tabela.

Fonte: PNB-591/ABNT (1997)

Tabela 2.3 - Coeficientes de Rugosidade das Tubulações (C - Fórmula de Hazen-Williams)

TUBOS	NOVOS	USADOS ± 10 ANOS	USADOS ± 20 ANOS
Aço corrugado (chapa ondulada)	60	-	-
Aço galvanizado roscado	125	100	-
Aço rebitado, novos	110	90	80
Aço soldado, comum (revestimento betuminoso)	125	110	90
Aço soldado com revestimento epóxico	140	130	115
Chumbo	130	120	120
Cimento-amianto	140	130	120
Cobre	140	135	130
Concreto, bom acabamento	130	-	-
Concreto acabamento comum	130	120	110
Ferro fundido, revestimento epóxico	140	130	120
Ferro fundido, revestimento de argamassa de cimento	130	120	105
Grés cerâmico, vidrado (manilhas)	110	110	110
Latão	130	130	130
Madeira, em aduelas	120	120	110
Tijolos, condutos bem executados	100	95	90
Vidro	140	140	140
Plástico (PVC)	140	135	130

Fonte: Azevedo Netto et al (1998)

A determinação dos diâmetros das tubulações do sistema adutor levou em conta as seguintes recomendações relativas às velocidades mínimas e máximas do escoamento:

- Adutora por gravidade em conduto forçado: $V_{\min} = 0,5 \text{ m/s}$; $V_{\max} = 3,0 \text{ m/s}$;
- Adutora por recalque: $V_{\min} = 0,6 \text{ m/s}$; $V_{\max} = 3,0 \text{ m/s}$;
- Condição ideal pretendida: $V_{\min} = 1,0 \text{ m/s}$; $V_{\max} = 1,5 \text{ m/s}$.

O traçado das adutoras em planta foi definido na etapa de Projeto Básico e confirmado após visita de campo, para desenvolvimento do Projeto Executivo. Sempre que possível,

evitou-se o caminhamento das adutoras em vias de tráfego intenso, regiões rochosas ou pantanosas, linhas de água, áreas com declividade elevada e outros obstáculos que possam comprometer os trabalhos da sua implantação, operação e manutenção. Privilegiou-se o caminhamento das adutoras em faixas de domínio público e considerou-se um recobrimento mínimo de 0,90 m medido em relação à geratriz superior externa do tubo.

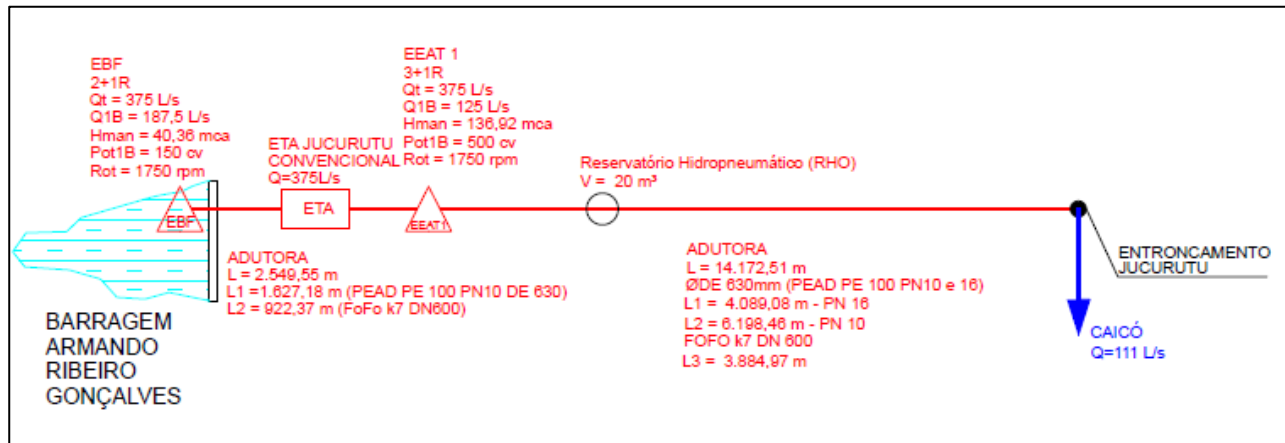
Relativamente ao perfil longitudinal das adutoras, considerou-se que estas devem ser compostas por trechos ascendentes com declividade não inferior a 0,2% e trechos descendentes com declividade não inferior a 0,3%, mesmo em terrenos planos. Sempre que possível, evitaram-se declividades superiores a 15%; nos casos em que a declividade exceder os 15%, considerar-se-ão maciços de amarração das tubulações.

No dimensionamento do sistema adutor, garantiu-se que a linha piezométrica da adutora em regime permanente situa-se, em quaisquer condições de operação, acima da geratriz superior do conduto.

2.4 ALTERNATIVA ESCOLHIDA

Conforme descrições apresentadas no Volume 03, Estudo de Otimização e Revisão, do Relatório R0 – Estudos Complementares, a solução a ser detalhada no Projeto Executivo do trecho T1N, considerando o cenário mais econômico e eficiente, é apresentada no esquema hidráulico da **Figura 2.1**, cujas características principais estão listadas na sequência:

Figura 2.1 – Esquema Hidráulico da Solução de Otimização proposta para o Trecho 1N



Fonte: Consórcio, 2022.

- Captação em estação de bombeamento flutuante, situada no açude Armando Ribeiro Gonçalves, com nível operacional variando entre 45,00 e 55,00 m;
- Estação de Bombeamento Flutuante (EBF) bombeando a vazão de 375 L/s até a Estação de Tratamento de Água Jucurutu (ETA);
- Estação de Tratamento de Água Jucurutu (ETA) composta por sistema de tratamento convencional e tratamento do efluente gerado na ETA a partir da lavagem dos filtros;
- Estação Elevatória de Água Tratada (EEAT 1) bombeando a vazão de 375 L/s até a EEAT 2. Ressalta-se que a adutora do trecho 1N se estende até o Entroncamento Jucurutu, e a partir desse ponto até a EEAT2, a adutora que também é de água tratada, se caracteriza como sendo pertencente ao trecho 2N. Porém, para o dimensionamento da EEAT 1 foi necessário considerar também o trecho da adutora

que se inicia no Entroncamento Jucurutu até a EEAT 2, uma vez que a linha adutora precisa ser dimensionada como um todo, considerando seus dois pontos extremos. No Entroncamento de Jucurutu haverá uma derivação para a cidade de Caicó, onde será distribuída a vazão equivalente a 111 L/s, portanto, a adutora localizada entre o Entroncamento Jucurutu e a EEAT 2 transportará até o poço de sucção dessa última estação de bombeamento a vazão equivalente a 264 L/s.

Na sequência será descrita, detalhadamente, cada uma das unidades componentes do sistema.

3. *MEMORIAL DESCRITIVO*

3 MEMORIAL DESCRITIVO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Esse capítulo apresenta o detalhamento de todas as unidades do Sistema de Abastecimento de Água relativo ao Trecho 1N – Armando Ribeiro Gonçalves – Entroncamento Jucurutu, localizado na região do Seridó, no estado do Rio Grande do Norte, com base na solução definida nos Estudos de Otimização e Revisão, desenvolvidos em etapa contratual anterior e seguindo as premissas apresentadas no Capítulo 2.

3.2 CAPTAÇÃO / ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO FLUTUANTE / ADUTORA DE RECALQUE

3.2.1 Captação

O manancial adotado como fonte de captação do sistema projetado foi definido na etapa de Projeto Básico, de acordo com o documento intitulado “Estudos de concepção e de viabilidade técnica, econômico-financeira e ambiental e elaboração do projeto básico de sistemas adutores na região do Seridó no estado do Rio Grande do Norte”, no qual recomendou-se a utilização do Reservatório Armando Ribeiro Gonçalves.

A bacia tributária do açude Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves é de 36.770 km² de área, estando incluídos nesta área, a montante da barragem, 20 açudes públicos construídos pelo DNOCS, bem como 115 açudes construídos em regime de cooperação, além de um número razoável de pequenos açudes particulares. O reservatório Armando Ribeiro Gonçalves pertence à bacia hidrográfica do Rio Piranhas/Açu, tendo como função principal o suprimento de água ao Projeto de Irrigação do Baixo Açu. Segundo informações retiradas do estudo “Reservatórios do Semiárido Brasileiro – Hidrologia, Balanço Hídrico e Operação”, elaborado pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA e Engecorps Engenharia S.A, datado do ano de 2017, esse açude apresenta as características técnicas mostradas na **Tabela 3.1**.

Tabela 3.1 – Características técnicas do açude Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves

Dados Gerais	
Código ANA	1421
Rio	Rio Piranhas-Açu
Bacia	Piranhas
Município / Estado	Açu/RN
Latitude	05° 40' 10,41" S
Longitude	36° 52' 52,94" W
Operador	DNOCS
Proprietário	CEST-RN
Ano de Conclusão	1983
Dados Operativos	
Área de Drenagem Incremental (km ²)	14.609,00
Área de Drenagem Total (km ²)	37.028,20
Volume Máximo (hm ³)	2.400,00
Volume Mínimo (hm ³)	272,30
Volume Útil (hm ³)	2.127,70
NA Máximo Operacional (m)	55,00
NA Mínimo Operacional (m)	34,75

Dados Operativos

Dispositivo de Medição de Nível / Volume do Reservatório	Régua linimétrica
Dispositivo de Medição de Vazão Defluente	Posto Fluviométrico / Analítico

Dados Estruturais

Material Barragem Principal	Terra zoneada
Extensão Barragem Principal (m)	2.540,00
Altura Barragem Principal (m)	40,00
Cota do Coroamento Barragem Principal (m)	62,00
Tipo Vertedor Principal	Creager
Cota da Soleira Vertedor Principal (m)	55,00
Tomada D'água - Abastecimento Demandas	Bombas sobre flutuantes
	Operante
Tomada D'água - Liberação para Jusante	Tubulação; comporta stop-log; duas válvulas borboletas; duas válvulas dispersoras.
	Operante. Operação eletromecânica, hoje manual devido à falta de manutenção.

Fonte: Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA, Engecorps, 2017.

3.2.2 Estação de Bombeamento Flutuante – EBF

A captação proposta será realizada por meio de Estação de Bombeamento Flutuante – EBF, localizada no açude formado pela Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves.

A plataforma foi dimensionada para as cargas incidentes das bombas e das tubulações (três conjuntos motobombas, sendo um de reserva) e a mesma será composta por perfis laminados de aço C com piso em chapa antiderrapante, que por sua vez, são apoiados em três câmaras de flutuação, de seção retangular, reforçadas internamente e providas de chapas internas criando sub células estanques entre si, dimensionadas para um índice de flutuabilidade de 50% ($\pm 5\%$) na condição de operação, fabricados com chapas e perfis de aço C ASTM A-36.

Haverá uma estrutura a ser ancorada ao fundo do reservatório, a partir da associação de blocos de ancoragem em formato de tronco de pirâmide, em quatro unidades, sendo um para cada vértice da plataforma, com dimensões de:

- Base maior: 50 x 50 cm;
- Base menor: 30 x 30 cm;
- Altura: 50 cm.

A partir do centro do bloco de ancoragem sairá uma corrente em aço galvanizado tipo CSEC-50 (5x18x33 mm), interligando-o até a plataforma através da alça de ancoragem em aço galvanizado, com diâmetro de 10 mm. Em ponto intermediário da corrente de ancoragem, haverá um bloco flutuador, também em formato de tronco de pirâmide, com base maior de seção quadrada e lado de 30 cm, base menor, também de seção quadrada, com lado de 20 cm e altura total de 30 cm.

O acesso até o flutuante dar-se-á a partir de passarela que foi dimensionada para suportar o trânsito de pessoas e o leito para cabos elétricos. Suas dimensões contam com uma largura útil de 1200 mm, equipada com guarda corpos de 1,1 m de altura em todo o seu comprimento, sendo constituída por um piso em capa de aço xadrez antiderrapante e articulações nas duas extremidades. Quanto ao flutuador da passarela, será de formato cilíndrico, reforçado internamente e provido de chapas internas criando sub células

estanques entre si, as mesmas também foram dimensionadas para utilizando o índice de fluabilidade de 50% ($\pm 5\%$) na condição de operação, sendo fabricadas com chapas e perfis em aço C ASTM A-36. A passarela poderá unir-se à outros módulos, sendo eles idênticos.

Para o atendimento da população do município de Jucurutu e Caicó, beneficiada pelo sistema adutor correspondente ao Trecho 1N, será necessária a captação de 375 L/s. Nessas condições, a estação de bombeamento flutuante (EBF), localizada no reservatório da barragem Armando Ribeiro Gonçalves, será equipada com três conjuntos motobomba, do tipo bomba centrífuga horizontal para uso geral, de rotor fechado, de simples estágio, sendo uma delas de reserva, para recalque da vazão total de 375 L/s, por um período de funcionamento de 20 horas, até a Calha Parshall da estação de tratamento de água (ETA), conforme características técnicas apresentadas na **Tabela 3.2**.

Tabela 3.2 – Parâmetros Básicos da EBF

Período de Funcionamento (h/dia)	Quantidade de Conjuntos	Vazão máxima diária – Q ₁ (L/s)	Vazão por conjunto motobomba (L/s)	Altura Manométrica (mca) (*)		Potência Consumida por conj. motobomba (CV)	Rendimento (%)	Rotação (rpm)
				Máxima	Mínima			
20	2+1R	375	187,5	40,36	30,36	150	85	1750

(*) Como a altura do N.A de montante varia em função do nível acumulado no reservatório, de 45,00 m a 55,0 m, a altura manométrica também sofre alterações

Fonte: Consórcio, 2022.

Para efeito de dimensionamento, foi escolhido o conjunto motobomba de marca KSB, modelo MEGANORM 250-200-315, com rotor de 320 mm, podendo ser adotado outro equipamento de características semelhantes e com mesmas condições operacionais.

Em função da variação do nível operacional do reservatório Armando Ribeiro Gonçalves, os conjuntos elevatórios escolhidos irão suportar essa variação, podendo ser necessário o controle de vazão a ser aduzido, a partir da redução do número de horas de operação do sistema ou a partir de manobras realizadas manualmente pelo operador da estação. Para o suporte dessa variação de nível optou-se pela utilização de válvulas controladoras de bomba e sustentadoras de pressão na tubulação de descarga das bombas, visto que essas válvulas possibilitarão o controle automático nos casos de alturas manométricas menores, resultantes dos níveis mais elevados do reservatório Armando Ribeiro Gonçalves.

3.2.2.1 Seleção dos Grupos Motobomba

A seleção dos grupos motobomba indicados partiu dos seguintes dados de entrada:

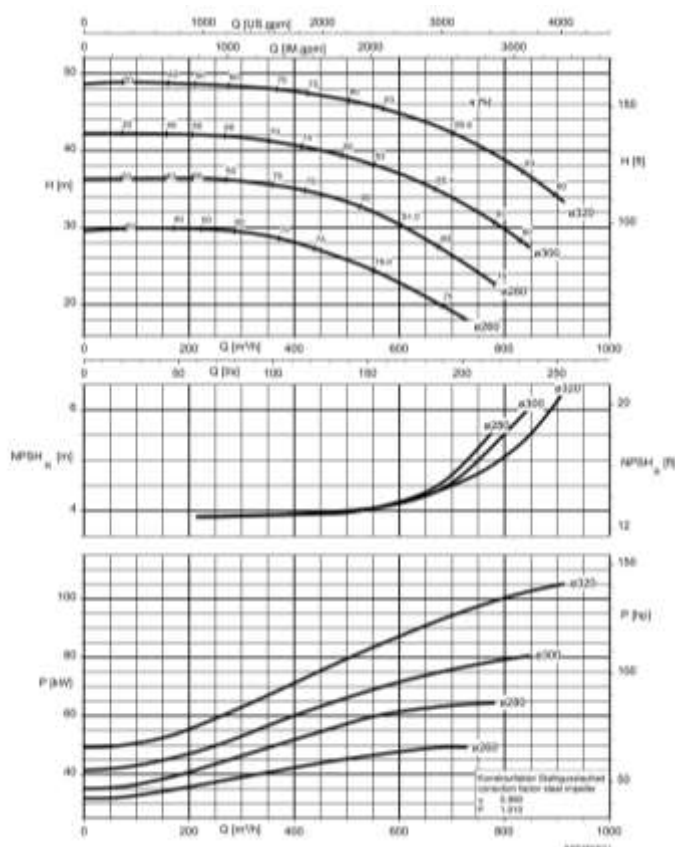
- Vazão de cálculo: 375 L/s;
- Nível mínimo da água no açude ARG: 45,00 m;
- Nível máximo da água no açude ARG: 55,00 m;
- Material/diâmetro da tubulação de recalque (enterrada): PEAD PE 100 DE 630 PN10;
- Material/diâmetro da tubulação de recalque (aérea): FOFO k7 DN 600;
- Extensão da tubulação de recalque (enterrada): 1.627,18 m;
- Extensão da tubulação de recalque (aérea): 922,37 m.

As características de cada conjunto motobomba proposto estão descritas na sequência. Na **Figura 3.1** está representada a curva de referência para o conjunto adotado para efeito de

dimensionamento, enquanto a **Figura 3.2** mostra a curva do sistema, que demonstra o ponto de trabalho ideal para os conjuntos indicados. Importante ressaltar que as informações aqui apresentadas correspondem àquelas adotadas para fins de dimensionamento, podendo ser adquiridos equipamentos de características semelhantes, no momento da implantação do sistema.

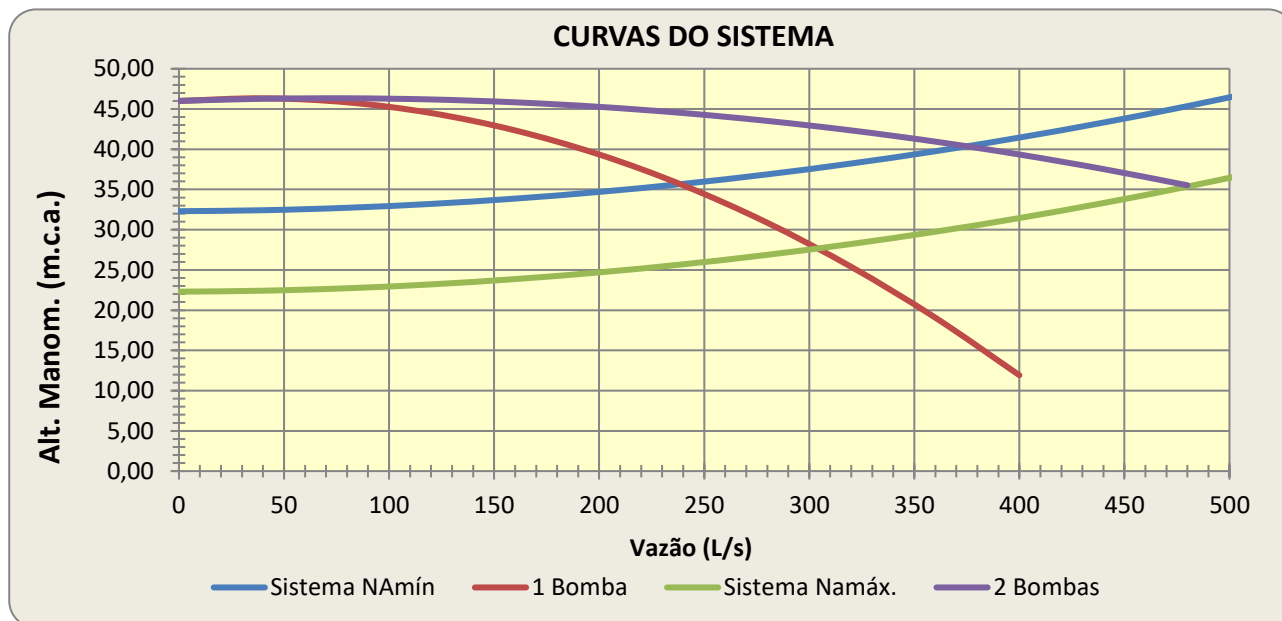
- Marca:KSB;
- Modelo: MEGANORM 250-200-315;
- Tipo: Instalação horizontal;
- Nº de conjuntos:
 - Total:3;
 - Em operação:2;
- Vazão de cada bomba: 187,5 L/s;
- Potência do motor: 150 cv;
- Rotação: 1.750 rpm;
- Diâmetro do recalque: 200 mm;
- Diâmetro da sucção: 250 mm;
- Diâmetro do impulsor: 320 mm;
- Rendimento do conjunto:85%.

Figura 3.1 – Curvas da bomba na EBF, Vazão x Rendimento, Vazão x NPSH Requerido, Vazão x Potência fornecida



Fonte: KSB, 2021.

Figura 3.2 - Curvas do sistema de recalque EBF para a ETA e ponto de trabalho



Fonte: Consórcio. 2021.

3.2.2.2 Determinação do NPSH das bombas (EBF)

O NPSH corresponde à pressão necessária para que a bomba consiga sugar o fluido para o seu interior, para daí poder exercer a sua função de recalque. O $NPSH_d$ corresponde à pressão absoluta exercida pelo sistema na entrada da bomba, enquanto o $NPSH_r$ se refere à informação repassada pelo fabricante do equipamento, para evitar a cavitação, de modo que o $NPSH_d$ deve ser sempre superior ao $NPSH_r$.

O $NPSH_d$ é obtido a partir da expressão $NPSH_d = P_s + P_a - P_v - H_s$, em que:

- P_s = Pressão exercida pela coluna de líquido acima da linha da bomba;
- P_a = Pressão absoluta exercida sobre a superfície do líquido no tanque sucção;
- P_v = Pressão de vapor do líquido na temperatura de bombeamento;
- H_s = Perdas de carga na linha de sucção.

Para as presentes condições de projeto foi encontrado um $NPSH_d$ de 8,40 m, enquanto o $NPSH_r$ para a bomba utilizada no dimensionamento foi de 4,39 m, atendendo, portanto, às condições operacionais do sistema e às recomendações da Norma NBR 12214, que recomenda uma folga superior a 20%, e de no mínimo 0,50 m, em relação ao $NPSH_r$. O detalhamento da verificação do NPSH está apresentado adiante, no Capítulo 4 – Memorial de Cálculo.

3.2.2.3 Equipamentos Eletromecânicos (EBF)

No presente item são descritos os Equipamentos Eletromecânicos que integram a Estação de bombeamento flutuante (EBF). A disposição dos vários equipamentos e os diâmetros nominais das tubulações, válvulas, medidor de vazão e outros acessórios são os indicados nos desenhos que compõem o Tomo 2 – Anexos do Projeto.

Tanto a tubulação de sucção, como o barrilete de recalque serão seccionáveis por válvulas borboleta, de forma a poder isolar-se os grupos motobomba, quer para efeitos de limpeza, quer pela ocorrência de avarias a jusante ou por outros motivos decorrentes da exploração.

Todas as tubulações e acessórios a instalar na estação de bombeamento flutuante serão em ferro fundido dúctil (F^oF^o), com ligações flangeadas, para uma pressão nominal de PN10.

A tubulação de sucção terá um diâmetro nominal DN 600 mm, enquanto a de recalque, para cada conjunto motobomba, possuirá diâmetro nominal DN 500 mm. Após a junção dos três barriletes em uma única linha adutora, serão mantidas as características da tubulação, ou seja, DN 500 mm em ferro dúctil, até o ponto de transição para a tubulação em PEAD.

As tubulações serão equipadas com válvulas borboletas de atuação manual, por volante, quer para permitir as operações habituais de manutenção, quer por questões de segurança ou de operacionalidade.

Nas tubulações de recalque para cada conjunto motobomba será instalado uma válvula de controle de bomba e sustentadora de pressão, automática e ativada pela pressão da tubulação. Essa válvula minimizará os surtos na partida e parada da bomba, abrindo lentamente na partida da bomba e fechando lentamente antes do desligamento da bomba. A válvula manterá uma pressão pré-definida a montante, limitando a velocidade do fluxo nas etapas de enchimento da tubulação. Para o correto funcionamento desse equipamento, à sua montante faz-se necessário a instalação de uma ventosa tríplice função de fechamento amortecido, seguido de uma válvula borboleta, já à sua jusante deverá ser instalada, ainda na linha de recalque de cada conjunto motobomba, outra válvula borboleta. Após a junção dos três barriletes em uma única linha adutora, é imprescindível a instalação de outra ventosa de tríplice função de fechamento amortecido.

Serão instaladas juntas rígidas de desmontagem nos locais indicados nas peças gráficas, integrantes do Tomo 2 – Anexos do Projeto, que facilitam as operações de montagem e desmontagem do equipamento instalado, assim como asseguram a transmissão de esforços hidráulicos.

De forma a permitir colocar (ou remover) os grupos motobomba, assim como as tubulações, válvulas e outros acessórios, prevê-se a instalação de uma monovia, apoiada em viga do tipo caixa soldada, com mecanismo de levantamento composto de talha manual.

O local proposto para instalação do medidor de vazão deverá garantir trechos retos, a montante e a jusante, com comprimentos de, aproximadamente, 10Ø e 5Ø, respectivamente. No trabalho de instalação dos macromedidores inclui-se ainda a instalação de todos os acessórios necessários e todos os trabalhos de construção civil inerentes à sua implantação.

Com a finalidade de assegurar a boa operação e controle de bombeamento de forma autônoma, foi prevista a colocação de medidores/transmissores de pressão na tubulação de recalque. O transmissor de pressão a ser utilizado na estação de bombeamento flutuante será instalado à jusante do medidor de vazão, e o indicado para essa aplicação são transmissores de pressão blindados, visto que possui em sua construção proteção contra jatos de água e imersão.

Para a instalação do medidor de vazão e do transmissor de pressão foi escolhido uma área situada nas proximidades da subestação abrigada, localizado na cota de terreno acima da cota de cheia. A locação dessa área, que é uma caixa semi-enterrada, está indicada nas peças gráficas integrantes do Tomo 2 – Anexos do Projeto.

3.3 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

3.3.1 Unidades do Sistema

Segundo a NBR 12216/1992 que dispõe sobre as condições exigíveis na elaboração de projeto de Estação de Tratamento de Água destinada à produção de água potável para abastecimento público, uma Estação de Tratamento de Água – ETA trata-se de um conjunto de unidades destinadas a adequar as características da água aos padrões de potabilidade. De modo geral, o tratamento de água ocorre pela remoção de partículas suspensas e coloidais, matéria orgânica, microrganismos e outras substâncias prejudiciais à saúde humana presentes nas águas.

De acordo com o projeto básico, a vazão de tratamento para as condições de projeto deverá ser de 375,00 L/s, mais um acréscimo máximo de 26,71 L/s referente a recirculação, contudo, na revisão do balanço de massa, demonstrada no **item 3.3.2**, a vazão foi revista para uma média de 393,27 L/s e para uma máxima de 401,71 L/s, um acréscimo de 7,12% em relação a vazão máxima anterior.

Como determinado no projeto básico, a estação projetada deverá ser do tipo convencional, em função da qualidade da água destinada ao tratamento. O processo convencional de tratamento emprega a sedimentação com uso de coagulantes e é compreendido pelas seguintes operações unitárias: coagulação, floculação, decantação e filtração para a clarificação da água, seguida da correção do pH e desinfecção e Fluoretação

O objetivo do tratamento de água é adequar a água bruta aos padrões estabelecidos na Portaria MS nº 2914/2011, com os menores custos de implantação, manutenção e operação possíveis. A seleção da tecnologia mais adequada deve levar em conta:

- i) Características da água bruta;
- ii) Custos envolvidos;
- iii) Manuseio e confiabilidade dos equipamentos
- iv) Flexibilidade operacional;
- v) Localização geográfica e características da população.

A ampliação da ETA, no qual será desativado os equipamentos existentes, terá a capacidade nominal de 401,71 L/s, sendo contemplado também o tratamento de resíduos gerados no processo de tratamento, proveniente da sedimentação gerada nos decantadores e filtros. Com o tratamento previsto na ETA, ocorrerá o reaproveitamento da água proveniente das descargas dos decantadores e do processo de lavagem dos filtros, reduzindo assim perdas operacionais do tratamento ao equivalente de 7,12%, como será demonstrado mais a frente no **item 3.3.2**. Nessas condições a capacidade da ETA deve ser superior a vazão afluente a unidade, uma vez que acrescentando uma vazão proveniente da recirculação do líquido clarificado ao início do tratamento, a vazão afluente total passe de 375 L/s para 401,71 L/s.

Na sequência será apresentado o balanço de massa da ETA, considerando a recirculação do efluente clarificado, de modo a justificar o acréscimo da vazão de tratamento a partir do processo de recirculação.

3.3.2 Balanço da Massa

Como citado anteriormente, o processo convencional de tratamento emprega a sedimentação com uso de coagulantes e é compreendido pelas seguintes operações

unitárias: coagulação, floculação, decantação e filtração para a clarificação da água, seguida da correção do pH, desinfecção e Fluoretação.

No tratamento, em que se usa a sedimentação para a separação sólida-líquida, é gerado um acúmulo de sólidos nas etapas de decantação e filtração, com concentrações e volumes distintos de resíduos, o que significa que o tratamento segue concepções diferentes para cada uma delas. De acordo com Cornwell *in* Ferreira Filho (2017), a água advinda da lavagem dos filtros possui uma concentração de sólidos menor e uma vazão maior quando comparada à água proveniente da separação sólido-líquido, nos decantadores, que possui baixa vazão e elevada concentração de sólidos.

Neste sentido, a água da lavagem dos filtros costuma ter o seu reaproveitamento pleno pelo processo de tratamento, principalmente ao considerar o expressivo percentual (2% a 4%) de desperdício de água, em relação ao volume de água bruta que chega na ETA, caso seja simplesmente direcionada à drenagem mais próxima. Este processo tem influência direta na redução dos danos ambientais, além de contribuir para o aumento na capacidade de produção de água tratada.

É importante considerar que, para se obter um alto desempenho no processo de recuperação das águas de lavagem dos filtros, faz-se necessária a completa segregação entre este sistema e o sistema de descarregamento do lodo dos decantadores, contudo como previsto no projeto básico, será utilizado o tanque de regularização existente para receber, tanto o efluente de água de lavagem, quanto o lodo proveniente da descarga dos decantadores, devendo estes serem descarregados em momentos diferentes.

Como supracitado, o lodo produzido pelos decantadores também deve ser encaminhado para o tanque de regularização existente, para continuamente ser encaminhado para as etapas subsequentes do tratamento, adensamento e desidratação, separando o clarificado do lodo, que deve ser desidratado e seguir para uma disposição final adequada.

O envio da água de lavagem dos filtros e da descarga dos decantadores, para o tratamento de sólidos, deverá ocorrer após as suas clarificações, ou seja, após a passagem do líquido nas etapas de regularização, adensamento e desidratação, possibilitando assim o seu retorno para o princípio do sistema de tratamento, sem que esta vazão de recirculação exceda o valor correspondente a 10% da vazão afluyente à ETA. Este cuidado é necessário para evitar possíveis impactos hidráulicos excessivos no processo de tratamento.

Os efluentes equalizados no tanque de regularização existente deve ser enviado ao tratamento da fase sólida, levando em consideração a avaliação da produção de lodo nos diversos processos, sendo eles: sólidos presentes na água bruta, sólidos provenientes da precipitação do coagulante na forma de hidróxido metálico, e outros aditivos incorporados ao longo do processo de tratamento.

A rotina de dimensionamento utilizada para a definição do balanço de massa e cálculo da vazão líquida afluyente à unidade de sedimentação (vazão total a ser tratada na ETA) foi obtida conforme diretrizes indicadas por Cornwell *in* Ferreira Filho (2017), conforme apresentado na sequência, na qual se observa que, para se estimar a vazão final de tratamento, considera-se a vazão afluyente a ETA Jucurutu acrescida da vazão necessária ao tratamento da fase sólida.

A **Figura 3.3** demonstra o fluxograma de todo o tratamento considerado no balanço de massa, destacando o caminho da água tratada, do lodo e do efluente líquido. Já da **Tabela**

3.3 até a **Tabela 3.8** é apresentada a sequência de cálculo e as equações utilizadas para a definição do balanço de massa.

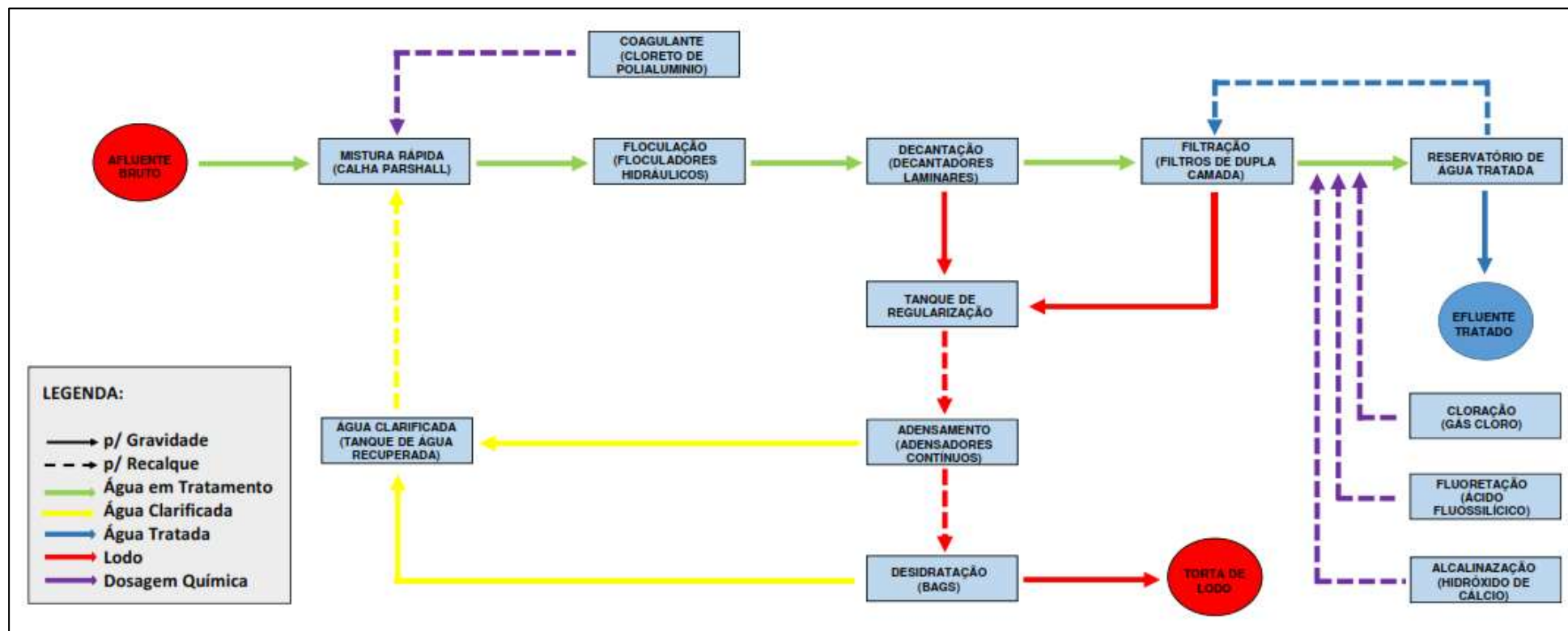
Para analisar os sólidos presentes na água bruta que podem ser removidos pelo processo de tratamento, utiliza-se a relação entre os parâmetros de Sólidos em Suspensão Totais (SST) e a turbidez, já que, embora o primeiro deles não possua muito controle nas estações, o último costuma ser verificado nas ETAs.

A produção de lodo no decantador é realizada a partir de cálculo iterativo, uma vez que à produção de lodo inicial, acrescenta-se a produção de lodo obtida ao final de todas as unidades envolvidas, correspondente à parcela representada pelo código $Q_{s,rec}$.

A definição do balanço de massa nos decantadores é feita computando-se as vazões líquidas e sólidas de retorno ao início do processo de tratamento, as quais são acrescidas às vazões afluentes à ETA. Cada unidade avaliada possui vazões líquidas e sólidas afluentes e efluentes, que são definidas em função de três grandezas: taxa de captura de sólidos, teor de sólidos do lodo e massa específica do lodo, cujos valores variam conforme as unidades de separação sólido-líquido empregadas na estação de tratamento de água.

Foram adotados os parâmetros referentes aos decantadores convencionais de alta taxa, sendo imprescindível a aplicação das etapas de adensamento e desidratação, considerando que os lodos efluentes destas unidades apresentam teores de sólidos que variam de 0,5% a 1,00%. A **Tabela 3.4** indica os parâmetros utilizados para o cálculo do balanço de massa dos decantadores.

Figura 3.3 - Fluxograma da ETA Jucurutu



Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.3 – Equações e Variáveis Utilizadas para a Estimativa da Produção de Lodo

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Dosagem de Coagulante Expressa em mg Al ³⁺ /L	$D_{AL} = \frac{D_{SAL} \times 54}{210,48}$	Equação 1	D _{AL} : Dosagem de Coagulante Expresso como Al ³⁺ (mg Al ³⁺ /L); D _{SAL} : Dosagem de Coagulante como Sal.
Cálculo dos SST	$SST = K \times T$	Equação 2	SST: Concentração de Sólidos em Suspensão Totais em mg/L; T: Turbidez em UNT; K: Constante que Varia Entre 1 e 2.
Cálculo da Produção de Lodo no Decantador	$P_L = Q \cdot (4,22 \cdot D_{AL} + K \cdot T + OA) \cdot 10^{-3} + Q_{s,rec}$	Equação 3	P _L : Produção de Lodo Seco (kg/dia); Q: Vazão por Módulo (m³/dia); D _{AL} : Dosagem de Coagulante Expressa (Al ³⁺ /L); K.T=SST: Concentração de Sólidos em Suspensão Totais (mg/L); OA: Outros Aditivos (mg/L); Q _{s,rec} - Vazão Sólida Afluente à ETA (kg/dia).

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.4 – Equações e variáveis utilizadas para o balanço de massa nos decantadores

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Taxa de Captura de Sólidos (TC %)	-	-	Foi Adotada a Taxa de 80%
Vazão Sólida do Lodo Afluente a Sedimentação (Q _{S1} - kg/dia)	$Q_{S1} = P_L + Q_{s,rec}$	Equação 4	P _L : Produção de Lodo Seco (Kg/Dia); Q _{s,Rec} - Vazão Sólida Afluente a ETA (kg/dia).
Vazão Sólida do Lodo Efluente da Unidade de Sedimentação (Q _{S2} - kg/dia)	$Q_{S2} = Q_{S1} \cdot TC(\%) / 100$	Equação 5	Q _{S1} : Vazão Sólida do Lodo Encaminhada a Unidade de Sedimentação (kg/dia); TC: Taxa de Captura de Sólidos (%)
Vazão Sólida Efluente da Unidade de Sedimentação e Afluente às Unidades de Filtração (Q _{S3} - kg/dia)	$Q_{S3} = Q_{S2} - Q_{S1}$	Equação 6	Q _{S2} : Vazão Sólida do Lodo Efluente do Decantador (kg/dia); Q _{S1} : Vazão Sólida do Lodo Afluente de Sedimentação (kg/dia);
Teor de Sólidos do Lodo (TS%)	-	-	Foi Considerada a Taxa de 1,00% (Decantadores de Alta Taxa Dotados de Sistemas de Remoção Contínua e Semicontínua de Lodo)
Massa Específica do Lodo (P _{lodo} - kg/m³)	-	-	P _{lodo} = 1009 Kg/m³
Vazão Líquida de Lodo Enviada ao Tanque de Equalização de Lodo (Q _{l,lodo1} - m³/dia)	$Q_{l,lodo1} = \frac{100 \times Q_{S2}}{TS \times p_{lodo}}$	Equação 7	Q _{S2} : Vazão Sólida de Lodo Efluente do Decantador (Kg/dia); TS: Teor de Sólidos do Lodo (%)

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Vazão Líquida Afluente as Unidades de Filtração (Q_{L2} - m³/dia)	$Q_{L2} = Q_{L1} - Q_{L,Lodo1}$	Equação 8	Q_{L1} : Vazão Líquida Afluente à Sedimentação (m³/d); $Q_{L,Lodo1}$: Vazão Líquida de Lodo Enviada ao Tanque de Equalização de Lodo (m³/dia).

Fonte: Consórcio, 2021.

A **Tabela 3.5** indica as equações e variáveis utilizadas para o cálculo do balanço de massa dos filtros.

Tabela 3.5 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Balanço de Massa nos Filtros

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Volume Total Diário de Água de Lavagem ($V_{al,total}$ - m³)	$V_{al,total} = V_{al} \times N_{filtro}$	Equação 9	V_{al} : Volume de Água de Lavagem por Filtro (m³); N_{filtro} : Número de Unidades Lavadas por Dia (und.)
Vazão de Lodo Efluente dos Filtros e Afluente ao Tanque de Regularização (Q_{S4} - kg/dia)	$Q_{S4} = Q_{S3} \cdot TC(\%) / 100$	Equação 10	Q_{S3} : Vazão Sólida Efluente da Unidade de Sedimentação e Afluente às Unidades de Filtração (Kg/dia); TC: Taxa de Captura de Sólidos (%)
Vazão Líquida Afluente a EEAT 01 (Q_{L3} - m³/dia)	$Q_{L3} = Q_{L2} - V_{al,total}$	Equação 11	Q_{L2} : Vazão Líquida Afluente as Unidades de Filtração (m³/dia); $V_{al,total}$: Volume Total Diário de Água de Lavagem (m³);

Fonte: Consórcio, 2021.

Como a taxa de captura de sólidos na unidade de filtração é de 100%, toda a carga de sólidos é encaminhada para o tanque de regularização existente. Portanto, coincide com a vazão sólida efluente dos decantadores (**Equação 56**). A **Tabela 3.6** indica as equações e variáveis utilizadas para o cálculo do balanço de massa no tanque de lodo.

Tabela 3.6 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Balanço de Massa no Tanque de Regularização

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Vazão Sólida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (Q_{S5} - m³/dia)	$Q_{S5} = Q_{S4} \cdot TC / 100$	Equação 12	Q_{S4} : Vazão de Lodo Efluente dos Filtros e Afluente ao Tanque de Regularização (kg/dia). TC - Taxa de Captura de Sólidos no Tanque de Regularização (%).
Vazão Sólida de Lodo Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (Q_{S6} - kg/dia)	$Q_{S6} = Q_{S4} - Q_{S5}$	Equação 13	Q_{S4} : Vazão de Lodo Efluente dos Filtros e Afluente ao Tanque de Regularização (kg/dia); Q_{S5} : Vazão Sólida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (m³/dia).
Vazão Líquida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (m³/dia)	$Q_{L,Lodo2} = Q_{L,Lodo1} + V_{al,total}$	Equação 14	$Q_{L,Lodo2}$: Vazão Líquida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (m³/dia);

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (Q_{ar1} - m ³ /dia)	$Q_{ar1} = Q_{L,Lodo2} - (TC \cdot Q_{L,Lodo2})$	Equação 15	TC - Taxa de Captura de Sólidos no Tanque de Regularização (%). $Q_{L,Lodo2}$ - Vazão Líquida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (m ³ /dia); TC - Taxa de Captura de Sólidos no Tanque de Regularização (%).

Fonte: Consórcio, 2021.

A **Tabela 3.7** indica as equações e variáveis utilizadas para o cálculo do balanço de massa nos adensadores. Nessa fase, é recomendada uma taxa de captura de 85,00%, com um teor de sólidos de 2,0%, assim possibilitando a redução significativa na vazão de lodo adensado a ser enviada para a desidratação, o que permite a utilização de equipamentos com menor capacidade. A fim de que a etapa de adensamento do lodo ocorra de maneira satisfatória, deve ser prevista a dosagem de polímero, cujo valor pode variar de 3 a 6 g/kg ST, sendo adotado nesta análise o valor médio de 5 g/kg ST.

Tabela 3.7 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Balanço de Massa nos Adensadores

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Massa de Polímero Incorporado ao Lodo (P - kg/dia)	$P = Q_{S,5} \cdot D_{pol} / 1000$	Equação 16	Q_{S5} - Vazão Sólida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (m ³ /dia); D_{pol} - Dosagem de Polímero Aplicada (g/Kg de ST).
Taxa de captura de sólidos (TC %)	-	-	Adotada igual a 85%
Vazão Sólida do Lodo Efluente da Unidade de Adensamento e Encaminhada para a Desidratação (Q_{S7} - kg/dia)	$Q_{S7} = (Q_{S5} + P) \cdot TC(\%) / 100$	Equação 17	Q_{S5} - Vazão Sólida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (m ³ /dia); TC - Taxa de captura de sólidos (%); Massa de Polímero Incorporado ao Lodo (P - Kg/dia).
Vazão Sólida Efluente Encaminhada para o T. de Água Recuperada (Q_{S8} - kg/dia)	$Q_{S8} = Q_{S6} - Q_{S7}$	Equação 18	Q_{S6} - Vazão Sólida de Lodo Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (kg/dia); Q_{S7} - Vazão Sólida do Lodo Efluente da Unidade de Adensamento e Encaminhada para a Desidratação (kg/dia).
Teor de Sólidos do Lodo (TS - %)	-	-	Adotado Igual a 2%
Massa Específica do Lodo (ρ_{lodo} - kg/m ³)	-	-	$\rho_{lodo} = 1.060$ kg/m ³
Vazão Lq. Lodo Efluente do Adensam. p/Desidratação ($Q_{L,Lodo3}$ - m ³ /dia)	$Q_{L,Lodo3} = 100Q_{S7} / TS \cdot \rho_{Lodo}$	Equação 19	Q_{S8} : Vazão Sólida do Lodo Efluente da Unidade de Adensamento e Encaminhada para a Desidratação (kg/dia);

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
			TS: Teor de Sólidos do Lodo (%).
Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (Q_{ar2} - m³/dia)	$Q_{ar2} = Q_{l,lodo2} - Q_{l,lodo3}$	Equação 20	$Q_{L,Lodo2}$: Vazão Líquida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (m³/dia); $Q_{l,lodo3}$ - Vazão Líq. Lodo Efluente do Adensam. p/Desidratação (m³/dia).

Fonte: Consórcio, 2021.

A **Tabela 3.8** indica as equações e variáveis utilizadas para o cálculo do balanço de massa na desidratação. A fim de que a etapa de desidratação do lodo ocorra de maneira satisfatória, deve ser prevista a dosagem de polímero, cujo valor pode variar de 3 a 6 g/kg ST, sendo adotado o valor utilizado no projeto básico de 8 g/kg ST.

Tabela 3.8 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Balanço de Massa na Desidratação

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Dosagem de Polímero na Desidratação (D_{pol} - g/Kg de S.T)	-	-	Adotado o Valor Médio de 8 G/Kg ST
Massa de Polímero Incorporado (P - kg/dia)	$P = Q_{S,7} \cdot D_{pol} / 1000$	Equação 21	D_{pol} - Dosagem de Polímero na Desidratação (g/Kg de S.T); $Q_{S,7}$ - Vazão Sólida do Lodo Efluente da Unidade de Adensamento e Encaminhada para a Desidratação (kg/dia).
Taxa de Captura de Sólidos na Unidade de Desidratação (%)	-	-	Adotada Igual a 95%
Vazão Sól. Lodo Efluente da Unidade de Desidratação (Q_{S9} - kg/dia)	$Q_{S9} = (Q_{S,7} + P) \cdot TC(\%) / 100$	Equação 22	P - Massa de Polímero Incorporado (kg/dia); $Q_{S,7}$ - Vazão Sólida do Lodo Efluente da Unidade de Adensamento e Encaminhada para a Desidratação (kg/dia); Taxa de Captura de Sólidos na Unidade de Desidratação (%).
Vazão Sól. Desidratação Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (Q_{S10} - Kg/dia):	$Q_{S10} = Q_{S,7} - Q_{S9}$	Equação 23	Q_{S9} - Vazão Sól. Lodo Efluente da Unidade de Desidratação (kg/dia); $Q_{S,7}$ - Vazão Sólida do Lodo Efluente da Unidade de Adensamento e Encaminhada para a Desidratação (kg/dia).
Massa Específica Do Lodo Desidratado (ρ_{lodo} - kg/m³)	-	-	$\rho_{lodo} = 1.200 \text{ kg/m}^3$.
Teor de Sólidos do Lodo (TS - %)	-	-	Foi Considerada a Taxa de 22,0%, Conforme indicação Bibliográfica de Ferreira Filho, (2017) Apud CORNWELL,

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
			(2011) Para o Lodo Desidratado.
Volume Lodo Produzido pelo Sistema Desidratação ($Q_{L,Lodo4}$ - m ³ /dia)	$Q_{L,Lodo4} = 100Q_{S9}/TS \cdot \rho_{Lodo}$	Equação 24	Q_{S9} - Vazão Sól. Lodo Efluente da Unidade de Desidratação (kg/dia); Teor de Sólidos no Lodo Desidratado (%); $\rho_{Lodo} = 1.200$ kg/m ³ .
Massa Específica da Água ($P_{\text{água}}$ - kg/m ³)	-	-	$P_{\text{água}} = 1.000$ kg/m ³
Vazão de Água Incorporada no Lodo ($Q_{L,Lodo5}$ - m ³ /dia):	$Q_{L,Lodo5} = Q_{S9}(100 - TS)/TS \cdot 1000$	Equação 25	Q_{S9} - Vazão Sól. Lodo Efluente da Unidade de Desidratação (kg/dia); TS - Teor de Sólidos do Lodo (%).
Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Clarificada (m ³ /dia):	$Q_{ar3} = Q_{L,Lodo3} - Q_{L,Lodo5}$	Equação 26	Vazão Líq. Lodo Efluente do Adensam. p/Desidratação ($Q_{L,Lodo3}$ - m ³ /dia); Vazão de Água Incorporada no Lodo ($Q_{L,Lodo5}$ - m ³ /dia).

Fonte: Consórcio, 2021.

Da **Tabela 3.9** até a **Tabela 3.15** estão apresentados os resultados obtidos para o balanço de massa para o tratamento da fase sólida na ETA, considerando a 9ª iteração de cálculo. Na memória de cálculo encontram-se as planilhas com as simulações até a 9ª iteração.

Como demonstrado na **Tabela 3.15**, a vazão afluyente média a calha Parshall, após a recirculação será de até 401,71 L/s (34.707,92 m³/dia), o que corresponde a um acréscimo de 26,71 L/s à vazão de toda a ETA, o que corresponde a uma vazão recirculada de 7,12%.

3.3.3 Coagulação e Mistura Rápida (Calha Parshall)

O processo de coagulação visa à desestabilização de partículas coloidais e suspensas através de fenômenos químicos e físicos. No início dessa operação, os coagulantes reagem com a água, formando espécies hidrolisadas com carga positiva ou precipitado do coagulante usado. Estes produtos formados anteriormente se chocam com as impurezas da água, tornando-as desestabilizadas através do processo de mistura rápida, onde há o fornecimento de energia e agitação. A importância desta unidade de tratamento está também relacionada com o fornecimento de água tratada com estética adequada para o abastecimento humano.

O processo de coagulação resulta de dois mecanismos básicos: a coagulação eletrocinética, onde o Potencial Zeta (potencial necessário para romper a película protetora de íons que rodeiam a partícula) é reduzido por íons ou coloides de cargas opostas; e a ortocinética, onde as micelas se agregam e formam flocos que aglomeram as partículas em suspensão. As partículas coloidais suspensas presentes nas águas superficiais naturais são carregadas negativamente. Essas partículas são agregadas através da adição de coagulantes, que reagem com a alcalinidade natural ou adicionada na água, para formar hidróxidos com cargas positivas. Os hidróxidos são relativamente insolúveis em pH neutro e precipitam dependendo das características da água, especialmente cor, turbidez e pH.

Tabela 3.9 - Balanço de Massa - Estimativa da Produção de Lodo

Condição de Recirculação	D _{SAL} – Dosagem de coagulante como sal (mg/L)	D _{AL} - Dosagem de Coagulante (mg AL+3/L):=	Q _L - Vazão (m³/dia)	T - Turbidez da água bruta (UNT)	K – Relação SST/ turbidez	oA – Outros Aditivos (mg/L)	P _L – Produção de lodo seco (kg/d)
Média	30,00	7,70	32.400,00	92,00	1,00	10,00	4.357,20
Máxima	100,00	25,55	32.400,00	197,70	1,00	30,00	10.885,30

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.10 - Balanço de Massa - Decantadores

Condição de Recirculação	Q _{L1} - Vazão Líquida Afluente à Sedimentação(m³/d)	Q _{S1} - Vazão Sólida Afluente à Sedimentação (kg/d)	Taxa de Captura de Sólidos (%)	Vazão Sólida de Lodo Efluente do Decantador (Kg/dia)	Q _{S3} - Vazão Sólida Efluente Encaminhada ao Filtros (Kg/dia)	TS - Teor de Sólidos do Lodo (%)	ρ _{lodo} - Massa Específica do Lodo (kg/m³)	Q _{L,Lodo1} - Vazão Líquida de Lodo Enviada ao Tanque de Equalização de Lodo (m³/dia)	Q _{L2} - Vazão Líquida Afluente as Unidades de Filtração (m³/dia)
Normal	33.978,20	5.359,10	95,00	5.091,13	267,96	1,00	1.009,00	504,58	33.473,62
Máxima	34.707,91	13.388,60	95,00	12.719,14	669,43	1,00	1.009,00	1.260,57	33.447,35

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.11 - Balanço de Massa - Filtros

Condição de Recirculação	Val - Volume de Água de Lavagem por Filtro (m³)	N _{filtro} - Número de Unidades Lavadas por Dia (Und.)	V _{altotal} - Volume Total Diário de Água de Lavagem (m³)	TC - Taxa de Captura de Sólidos nos Filtros Rápidos (%)	Q _{S4} - Vazão de Lodo Efluente dos Filtros e Afluente ao Tanque de Regularização (kg/dia)	Q _{L3} - Vazão de Lodo Efluente dos Filtros e Afluente ao Tanque de Regularização (kg/dia)
Normal	303,10	6,00	1.091,16	100,00	267,96	32.382,46
Máxima	303,10	6,00	1.091,16	100,00	669,43	33.447,35

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.12 - Balanço de Massa - Tanque de Regularização

Condição de Recirculação	TC- Taxa de Captura de Sólidos no Tanque de Regularização (%)	Q _{S5} - Vazão Sólida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (Kg/dia):	Q _{S6} - Vazão Sólida de Lodo Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (Kg/dia)	Q _{L,Lodo2} - Vazão Líquida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (m³/dia)	Q _{ar1} - Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (m³/dia)
Normal	100,00	5.359,15	0,00	1.595,74	0,00
Máxima	100,00	13.388,57	0,00	2.351,73	0,00

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.13 - Balanço de Massa - Adensadores

Condição de Recirculação	TC - Taxa De Captura De Sólidos Nos Adensadores (%)	Q _{S7} - Vazão Sólida do Lodo Efluente Encaminhada para a Desidratação (Kg/dia)	Q _{S8} - Vazão Sólida Efluente Encaminhada para o T. de Água Recuperada (kg/dia)	TS- Teor de Sólidos no Lodo Adensado (%)	ρ _{lodo} - Massa específica do lodo adensado (Kg/m³)	Q _{L,Lodo3} - Vazão Líq. Lodo Efluente do Adensam. p/Desidratação (m³/dia)	Q _{ar2} - Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (m³/dia)
Normal	85,00	4.578,05	807,89	2,00	1.060,00	215,95	1.379,79
Máxima	85,00	11.437,19	2.018,33	2,00	1.060,00	539,49	1.812,24

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.14 - Balanço de Massa – Desidratação (Bags)

Condição de Recirculação	D - Dosagem de Polímero na Desidratação (g/Kg de S.T)	P - Massa de Polímero Incorporado (Kg/dia)	TS - Taxa de Captura de Sólidos na Unidade de Desidratação (%).	Q _{S9} - Vazão Sól. Lodo Efluente da Unidade de Desidratação (Kg/dia)	Q _{S10} - Vazão Sól. Desidratação Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (Kg/dia)	TS - Teor de Sólidos no Lodo Desidratado (%)	ρ _{lodo} - Massa específica do lodo desidratado (kg/m³)	Q _{L,Lodo4} - Volume Lodo Produzido Pelo Sistema Desidratação (m³/dia)	Q _{L,Lodo5} - Vazão de Água Incorporada no Lodo (m³/dia)	Q _{ar3} - Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (m³/dia)
Normal	8,00	36,62	95,00	4.383,94	194,11	20,00	1.150,00	19,06	17,54	194,41
Máxima	8,00	91,50	95,00	10.952,25	484,94	20,00	1.150,00	47,62	43,81	495,68

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.15 - Balanço de Massa - Novas Vazões Líquidas e Sólidas

Condição de Recirculação	$Q_{L,rec}$ - Vazão Líquida Total Recirculada (m³/dia)	$Q_{S,rec}$ - Vazão Sólida Total Recirculada (kg/dia)	Q_T - Nova Vazão Afluente Líquida na Calha Parshall (m³/dia)	Q_{ST} - Novas vazão afluente sólida na calha parshall (kg/dia)
Normal	1.578,20	1.002,00	33.978,20	5.359,15
Máxima	2.307,92	2.503,26	34.707,92	13.388,59

Fonte: Consórcio, 2021.

Segundo a NBR 12216 (ABNT, 1992) mistura rápida é a operação destinada a dispersar produtos químicos na água a ser tratada, em particular no processo de coagulação, no qual as condições ideais em termos de gradiente de velocidade, tempo de mistura e concentração da solução de coagulante devem ser determinadas preferencialmente através de ensaios de laboratório. Quando estes ensaios não podem ser realizados, a dispersão de coagulantes metálicos hidrolisáveis deve ser feita a gradientes de velocidade compreendidos entre 700 s^{-1} e 1100 s^{-1} , em um tempo de mistura não superior a 5 s.

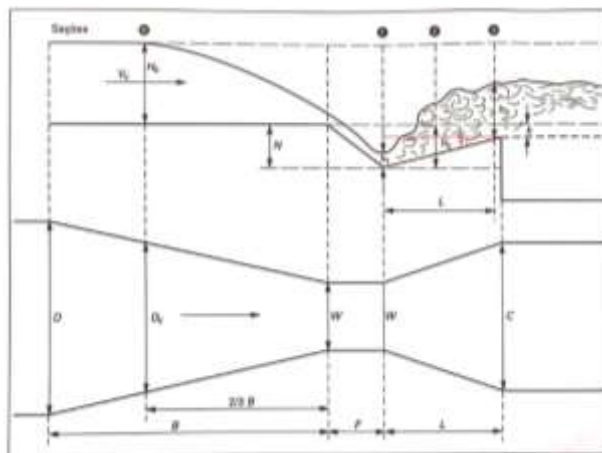
No processo de coagulação diversos fatores interferem na eficiência, dentre os quais se destacam: dosagem e tipo do agente coagulante; tempo e gradiente de velocidade de mistura rápida; auxiliares de coagulação; pH e alcalinidade do meio e dispersão do agente na mistura rápida. Os principais coagulantes disponíveis no mercado para o tratamento de água são: sulfato de alumínio, cloreto férrico, hidroxocloreto de alumínio e sulfato férrico. Contudo, será utilizado cloreto de polialumínio, visto que o reagente foi previsto no projeto básico.

A faixa do pH e a dosagem do agente coagulante estão diretamente ligados, já que cada produto químico empregado com a finalidade de promover a coagulação apresenta uma faixa ótima de pH e a simples elevação da dosagem não garante uma eficiência maior. Assim, o devido controle dos processos envolvidos nessa etapa do tratamento, permite obter maiores eficiências com menor volume de produtos químicos.

No projeto básico, locou-se esse novo equipamento na área ao lado da estrutura existente, com o nível d'água na cota 69,91m, contudo, como demonstrado na revisão do documento, foi necessário elevar esse nível até a cota 75,48m, visto que, como o bloco de tratamento de água opera por gravidade, sua elevação foi necessária para se adequar a cota de chegada da água tratada de 68,87 m na EEAT01. O Afluente dessa calha será advinda de uma câmara de carga a montante do equipamento.

A metodologia utilizada para o dimensionamento desta unidade de mistura rápida com sistema de agitação hidráulico tipo Calha Parshall seguiu as diretrizes apresentadas por RICHTER, 2009 e está indicada na sequência. As dimensões da Calha Parshall são padronizadas conforme detalhado na **Figura 3.4** e na **Tabela 3.16**, o que facilita a aquisição de modelos pré-fabricados, e são normalmente caracterizadas pela largura da garganta (W), a qual é função da vazão de projeto.

Figura 3.4 - Dimensões Básicas de Uma Calha Parshall em Planta e Corte



Fonte: Consórcio, 2021

Tabela 3.16 - Dimensões Padronizadas de Calhas Parshall

Capacidade da Calha Parshall (l/s)		W		k	n	Dimensões Padronizadas (mm)								
Q _{min}	Q _{max}	mm	Pol / pé			A	B	C	D	E	F	G	K	N
2,55	251,9	229	9,0	1,486	0,633	880	864	380	575	763	305	457	76	114
3,11	455,6	305	1,0	1,276	0,657	1372	1.344	610	845	915	610	915	76	229
4,25	696,2	457	1,5	0,966	0,650	1.449	1.420	762	1.026	915	610	915	76	229
11,89	936,7	610	2,0	0,795	0,640	1.525	1.496	915	1.207	915	610	915	76	229
17,26	1.426,3	915	3,0	0,608	0,639	1.677	1.645	1.220	1.572	915	610	915	76	229
36,79	1.921,5	1.220	4,0	0,505	0,634	1.830	1.795	1.525	1.938	915	610	915	76	229
62,80	2.422,0	1.525	5,0	0,436	0,630	1.983	1.941	1.830	2.303	915	610	915	76	229
74,40	2.929,0	1.830	6,0	0,389	0,627	2.135	2.090	2.135	2.667	915	610	915	76	229
130,70	3.950,0	2.440	8,0	0,324	0,623	2.440	2.392	2.745	3.400	915	610	915	76	229

Fonte: Consórcio, 2021

A **Tabela 3.17** lista as equações e variáveis utilizadas na metodologia de dimensionamento da mistura rápida, com o uso de Calha Parshall.

Tabela 3.17 - Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento da Mistura Rápida em Calha Parshall

Parâmetro Calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Altura De Lâmina Líquida Na Seção De Medição: h_0 (m)	$h_0 = kQ_{projeto}^n$	Equação 27	Q _{Projeto} : :Vazão de Projeto (m³/s). K: :Dimensão Padronizada (m).
Largura na Seção de Medição: D_0 (m)	$D_0 = \frac{2}{3}(D - W) + W$	Equação 28	Q _{Projeto} : :Vazão de Projeto (m³/s); D: Dimensão Padronizada (m); W: Dimensão Padronizada (m).
Velocidade na Seção de Medição: V_0 (m/s)	$V_0 = \frac{Q_{projeto}}{D_0 H_0}$	Equação 29	D ₀ : Largura na Seção de Medição (m).
Vazão de Específica na Garganta da Calha Parshall: q (m³/m.s).	$q = \frac{Q_{projeto}}{W}$	Equação 30	Q _{Projeto} : :Vazão de Projeto (m³/s); W: Largura da Calha (m).
Carga Hidráulica Disponível: E_0 (m).	$E_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} + h_0 + N$	Equação 31	V ₀ : Velocidade na Seção de Medição (m/s); h ₀ : :Altura de Lâmina Líquida na Seção de Medição (m); g: Gravidade (m); N: Dimensão Padronizada (m).
Cálculo da Velocidade Imediatamente Antes do Ressalto (seção 1): V_1 (m/s).	$\cos \theta = -\frac{g \cdot q}{\left(\frac{2}{3} \cdot g \cdot E_0\right)^{1,5}}$	Equação 32	θ: Ângulo Fictício; g: Gravidade (m); E ₀ : Carga Hidráulica Disponível.
	$V_1 = 2 \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot E_0 \cdot \cos \frac{\theta}{3}}$	Equação 33	
Profundidade d'água Imediatamente Antes do Ressalto (seção 1): h_1 (m).	$h_1 = \frac{q}{V_1}$	Equação 34	V ₁ : Velocidade de Escoamento (m/s);

Parâmetro Calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
			q: Vazão Específica na Garganta da Calha Parshall (m³/m.s)
Número de Froude: F	$F = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}}$	Equação 35	V1: Velocidade de Escoamento (m/s); g: Gravidade (m); h1: :Profundidade d'Água Imediatamente Antes do Ressalto (m).
Altura Conjugada Do Ressalto (seção 2): h ₂ (m).	$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$	Equação 36	h1: :Profundidade D'água Imediatamente Antes do Ressalto (m); F: Número de Froude.
Velocidade no Ressalto (Seção 2): v ₂ (m/s)	$V_2 = \frac{Q_{Projeto}}{w \times h_2}$	Equação 37	Q _{Projeto} : :Vazão de Projeto (m³/s); W: Largura da Calha (m); h ₂ : Altura Conjugada do Ressalto (seção 2)(m).
Profundidade na Seção de Saída (Seção 3): h ₃ (m).	$h_3 = h_2 - (N - K)$	Equação 38	h ₂ : Altura Conjugada do Ressalto (seção 2); N: Dimensão Padronizada (m); K: Dimensão Padronizada (m).
Velocidade da Água na Seção de Saída (Seção 3): V ₃ (m/s)	$V_3 = \frac{Q}{C \times h_3}$	Equação 39	Q: Vazão Máxima ou Mínima por calha(m³/s); h ₃ : Profundidade na Seção 3 (m); C: Dimensão Padronizada (m).
Extensão do Ressalto (Fórmula de Safranez) (*): L (m)	$L = 4,5h_2$	Equação 40	h ₂ : Altura Conjugada do Ressalto (seção 2).
Perda de Carga no Ressalto: h (m).	$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4xh_1xh_2}$	Equação 41	h ₁ : Profundidade d'Água Imediatamente Antes do Ressalto (m); h ₂ : Altura Conjugada do Ressalto (seção 2) (m).
Tempo De Mistura: T (s).	$T = \frac{2G}{V_1 + V_2}$	Equação 42	g: Gravidade (m); V1: Velocidade Imediatamente Antes do Ressalto (Seção 1) (m/s); V3: Velocidade da Água na Seção de Saída (Seção 3) (m/s).
Gradiente De Velocidade: G (s ⁻¹).	$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{h}{T}}$	Equação 43	T: Tempo de Detenção Hidráulico Médio (s), Sendo G' Uma das Dimensões Padrão da Calha Parshall.

(*) Por possuir um ressalto fraco (número de Froude entre 1,7 e 2,5), a extensão do ressalto é calculada pela fórmula de Safranez.

Fonte: Consórcio, 2021.

Na concepção estabelecida para a ampliação da ETA Jucurutu será utilizada uma calha Parshall, dimensionada para passagem de uma vazão de 393,27 a 401,71 L/s, o que indica

uma garganta de 1,5' ou 457 mm. Para a condição proposta, o tempo de mistura será de 0,40 s com gradiente de velocidade de $1.033,16 \text{ s}^{-1}$ para a vazão de 397,27 L/s e de $1.028,80 \text{ s}^{-1}$ para a vazão de 401,71 L/s. Os valores obtidos como resultado do dimensionamento das Calhas Parshall foram:

- Para a vazão de 393,27 L/s:
 - Vazão de Projeto: 393,27 L/s;
 - Garganta da Calha Parshall: 45,7 cm;
 - Altura de lâmina líquida na seção de medição: h_0 0,53 m;
 - Largura na seção de medição: D_0 0,84 m;
 - Velocidade na seção de medição: V_0 0,89 m/s;
 - Vazão de específica na garganta da calha Parshall: q $0,89 \text{ m}^3/\text{m.s}$;
 - Carga hidráulica disponível: E_0 0,80 m;
 - Velocidade imediatamente antes do ressalto (seção 1): V_1 3,22 m/s;
 - Profundidade d'água imediatamente antes do ressalto (seção 1): h_1 0,27 m;
 - Número de Froude: F 1,99
 - Altura conjugada do ressalto (seção 2): h_2 0,63 m;
 - Velocidade no ressalto (seção 2): V_2 1,37 m/s;
 - Profundidade na seção de saída (seção 3): h_3 0,48 m;
 - Velocidade da água na seção de saída (seção 3): V_3 1,08 m/s;
 - Extensão do ressalto (fórmula de Safranez): L 2,84 m;
 - Perda de carga no ressalto: h 0,07 m;
 - Tempo de mistura: T 0,40 s;
 - Gradiente de velocidade: G $1.033,16 \text{ s}^{-1}$.
- Para a vazão de 401,71 L/s:
 - Vazão de Projeto: 400 L/s;
 - Garganta da Calha Parshall: 45,7 cm;
 - Altura de lâmina líquida na seção de medição: h_0 0,53 m;
 - Largura na seção de medição: D_0 0,84 m;
 - Velocidade na seção de medição: V_0 0,90 m/s;
 - Vazão de específica na garganta da calha Parshall: q $0,88 \text{ m}^3/\text{m.s}$;
 - Carga hidráulica disponível: E_0 0,80 m;
 - Velocidade imediatamente antes do ressalto (seção 1): V_1 3,23 m/s;
 - Profundidade d'água imediatamente antes do ressalto (seção 1): h_1 0,27 m;
 - Número de Froude: F 1,98
 - Altura conjugada do ressalto (seção 2): h_2 0,64 m;
 - Velocidade no ressalto (seção 2): V_2 1,38 m/s;
 - Profundidade na seção de saída (seção 3): h_3 0,48 m;
 - Velocidade da água na seção de saída (seção 3): V_3 1,09 m/s;
 - Extensão do ressalto (fórmula de Safranez): L 2,87 m;
 - Perda de carga no ressalto: h 0,07 m;
 - Tempo de mistura: T 0,40 s;
 - Gradiente de velocidade: G $1.028,80 \text{ s}^{-1}$.

3.3.4 Vertedores e Canais Distribuidores para Floculadores

Após a passagem pela calha Parshall, a água deverá ser conduzida aos floculadores, de modo que vazão efluente da calha Parshall deve ser distribuída entre três unidades de

floculação. Esta distribuição ocorrerá de forma equitativa por meio da utilização de vertedores na entrada de cada um dos canais que abastecem os flocladores.

Seguindo as metodologias recomendadas por Netto (2009) e apresentadas na **Tabela 3.18** e na **Tabela 3.19**, foi adotado um vertedor delgado de 1,00m de largura por canal distribuidor, totalizando três vertedores, cada um equipado por comportas do tipo guilhotina, com dimensões de 1,00 x 1,00 m. Para os canais distribuidores, foi previsto uma seção retangular com 1,00 metro de largura e 0,5% de inclinação que deveram operar de forma continua, com 0,15 m de altura máxima de lâmina d'água. Como os canais serão construídos em concreto, foi admitido o coeficiente de Manning de 0,013.

Tabela 3.18 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Vertedores

Parâmetro calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Dados de Entrada		
Vazão por Vertedor: Q_i (m³/s)	$Q_i = Q_{projeto} / N$	Equação 44 $Q_{projeto}$: Vazão de Projeto (m³/s); N: Número de Vertedores (und.).
Carga no Vertedor: H (m)	$Q_i = 1,838(L - 0,20H) \cdot H^{3/2}$	Equação 45 Q_i : Vazão por Projeto (m³/s); L: Largura no Canal (m).
Altura do Vertedor: p (m)	$p = H / 0,5$	Equação 46 H: Carga do Vertedor (m);

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.19 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Canais

Parâmetro calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Dimensionamento (Seção I Retangular – Descarga)		
Raio Hidráulico: Rh (m)	$Rh = A / p$	Equação 47 A: Área Da Seção Molhada (m²); P: Perímetro Molhada (m).
Vazão Máxima Admitida no Canal: Q (m³/s)	$Q = \frac{A \cdot Rh^{2/3} \cdot \sqrt{I}}{n}$	Equação 48 A: Área Da Seção Molhada (m²); Rh: Raio Hidráulico (m); I: Declividade (m); n: Coeficiente de Manning.

Fonte: Consórcio, 2021.

Como pode se observar nos resultados apresentados a seguir, os vertedores e canais foram projetados para operar com no máximo um floclador fora de operação.

- Vertedores Distribuidores (Entrada dos Flocladores):
 - Vazão de Projeto (Vazão Máxima) 0,402 m³/s;
 - Número de vertedores 3 unidades;
 - Número de vertedores (Funcionando) 2 unidades;
 - Vazão por vertedor 0,201 m³/s;
 - Largura do canal 1,00 m;
 - Carga no vertedor 0,24 m;
 - Altura do vertedor (adotado) 0,60 m.
- Canas Distribuidores (Entrada dos Flocladores):
 - Vazão de Projeto (Vazão Máxima) 0,402 m³/s;
 - Número de canais 3 unidades;
 - Número de flocladores funcionando 2 unidades;
 - Número de canais por entrada 1 unidade;

- Vazão por canal 0,201 m³/s;
- Largura do canal 1,00 m;
- Declividade 0,005 m/m;
- Altura do líquido 0,153 m;
- Área 0,153 m;
- Perímetro molhado 1,306 m;
- Raio hidráulico 0,12 m.

3.3.5 Floculação (Floculador Hidráulico de Chicanas Verticais)

Após a unidade de coagulação, a água é destinada para a unidade de floculação, responsável por promover a agregação de partículas resultantes do processo de mistura rápida, a partir da formação dos flocos em câmaras (floculadores), onde a água é agitada levemente, permitindo a aglutinação das impurezas.

O processo de floculação é fundamentalmente físico e consiste no transporte das espécies hidrolisadas, para que haja contato com as impurezas presentes na água, formando partículas maiores denominadas flocos. É um processo rápido e depende essencialmente do pH, da temperatura e da quantidade de impurezas presentes na água. Nesta etapa, há a necessidade de agitação relativamente lenta, para que ocorram choques entre as partículas, de forma tal que elas se mantenham aglutinadas. Na unidade de floculação não ocorre remoção de impurezas, apenas o acondicionamento da água que será encaminhada para decantadores.

O tempo de detenção no floculador e o gradiente de velocidade são os principais parâmetros de operação e de dimensionamento desse processo, que são determinados de acordo com o tipo de tratamento e as necessidades de cada estação. Segundo o projeto básico será implantado floculador hidráulico de chicanas verticais, apesar da NBR 12216, apesar de unidades de que em unidades de grande porte é preferível a utilização de floculadores mecanizados, devida a capacidade de ajustes nos gradientes de velocidade das câmaras de floculação.

Para que se formem flocos a partir das partículas dispersas na água é necessária a aplicação de gradiente de velocidade médio à massa de água para permitir o contato entre partículas, visando a agregá-las em flocos. Com o decorrer do tempo, à medida que estes se desenvolvem, o gradiente de velocidade médio deve ser reduzido, para minimizar a possibilidade de ruptura, até atingir um gradiente mínimo para evitar a deposição de flocos nas últimas câmaras da unidade. O tempo de floculação associa-se a um gradiente de velocidade ótimo que possibilita melhorar a eficiência de remoção de cor ou turbidez.

De acordo com NBR 12216 (ABNT, 1992) não sendo possível proceder aos ensaios destinados a determinar o período de detenção adequado, podem ser adotados valores entre 20 e 30. Deve ser previsto gradiente de velocidade máximo, no primeiro compartimento, de 70 s⁻¹ e mínimo, no último, de 10 s⁻¹. O gradiente de velocidade nas câmaras de floculação deve ser distribuído, de forma que uma câmara tenha gradiente de velocidade igual ou inferior ao da câmara que a antecede. A velocidade da água ao longo dos canais, formados pelas “chicanas”, deve ficar entre 10 e 30 cm/s.

Ainda segundo a norma nacional, deve ser previsto dispositivo que possa alterar o gradiente de velocidade aplicado, ajustando-o às características da água e permitindo variação de pelo menos 20% a mais e a menos do fixado para o compartimento.

Para definir os principais parâmetros de operação e de projeto desse processo foi utilizada a rotina de dimensionamento indicada por Ferreira Filho (2017), conforme detalhado na **Tabela 3.20**. Os gradientes de velocidade foram empregados de forma decrescente de montante para jusante, de acordo com as considerações feitas anteriormente, de modo que serão empregados cinco canais por floculador.

Tabela 3.20 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Floculadores

Parâmetro calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Dimensionamento do Tanque de Floculação		
Vazão por Floculador: Q_{Floc} (m³/s)	$Q_{Floc} = Q_{Projeto} / N_{Floc}$	Equação 49 $Q_{projeto}$: Vazão de projeto (m³/s); N_{Floc} : Número de Floculadores Funcionando(und.)
Volume do Floculador: V_{Floc} (m³)	$V_{Floc} = Q_{Floc} \cdot \theta$	Equação 50 Q_{Floc} : Vazão por Floculador(m³/s) θ : Tempo (s).
Área Superficial: A_s (m²)	$A_s = V_{Floc} / h$	Equação 51 V_{Floc} : Volume do Floculador (m³); h - Altura Útil do Floculador (m).
Largura do Floculador: L_{Floc} (m)	$L_{Floc} = A_s / C_{Floc,a}$	Equação 52 A_s : Área Superficial (m²); $C_{Floc,a}$: Comprimento do Canal do Floculador (Adotado).
Número de Espaçamentos: n_c (und.)	$n_c = 0,045 \sqrt[3]{\left(L_{C,Floc,a} \cdot C_{Floc,a} \cdot G / Q_{Floc} \right)^2 \cdot \theta_{C,Floc}}$	Equação 53 L_{Floc} : Largura do Floculador (m); $C_{Floc,a}$: Comprimento do Canal do Floculador (Adotado); G_c : Gradiente de Velocidade (s⁻¹); Q_{Floc} : Vazão por Floculador: (m³/s); $\theta_{C,Floc,1}$: Tempo de Floculação (min);
Espaçamento Entre Chicanas: e_c (m)	$e_c = L_{C,Floc,a} / n$	Equação 54 L_{Floc} : Largura do Floculador (m); n_c : Número de Espaçamentos (und.)
Velocidade no Trecho Reto: v_c (m/s)	$v_c = Q_{Floc} / (C_{Floc,a} \cdot L_{C,Floc,a})$	Equação 55 Q_{Floc} : Vazão por Floculador (m³/s); $C_{Floc,a}$: Comprimento do Canal do Floculador (Adotado)(m); $L_{C,Floc,a}$: Largura do Canal do Floculador (Adotado)(m).
Velocidade na Curva: $v_{C,curva,C,1}$ (m/s)	$v_{C,curva} = \frac{2}{3} v_c$	Equação 56 v_c : Velocidade no Trecho Reto (m/s).
Extensão do Canal: $L_{t,c}$ (m)	$L_{t,c} = \theta_{C,Floc} \cdot v_{curva,c}$	Equação 57 $v_{C,curva}$: Velocidade na Curva (m/s); $\theta_{C,Floc}$: Tempo de Floculação (min).
Raio Hidráulico: $R_{H,C,1}$ (m)	$R_{H,C} = \frac{L_{C,Floc,a} \cdot e_c}{2 \cdot (L_{C,Floc,a} + e_c)}$	Equação 58 $L_{C,Floc,a}$: Largura do Canal do Floculador (Adotado)(m);

Parâmetro calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
		ec: Espaçamento Entre Chicanas (m).
Perda de Carga Unitária: j (m/m)	$j = \frac{Q_{Floc} \cdot n}{2 \cdot (L_{C,Floc,a} + e_c)}$	n: Número de Manning; Q _{Floc} : Vazão por Floculador: (m³/s); Espaçamento Entre Chicanas: ec (m); L _{C,Floc,a} : Largura do Canal do Floculador (Adotado)(m).
Perda de Carga Distribuída: ΔH _{D,C} (m)	$\Delta H_{D,C} = J \cdot L_{T,C}$	L _{T,C} : Extensão do Canal (m); j :Perda de Carga Unitária(m/m).
Perda de Carga Localizada: ΔH _{L,C} (m)	$\Delta H_{L,C} = \frac{n \cdot V_C^2 + (n - 1)V_{C,CURVA}^2}{2g}$	n: Número de Manning; V _{curva,C} : Velocidade na Curva (m/s); V _C : Velocidade no Trecho Reto (m/s).
Perda de Carga Total: ΔH _T (m)	$\Delta H_T = \Delta H_{L,C} + \Delta H_{D,C}$	ΔH _{D,C} : Perda de Carga Distribuída (m); ΔH _{L,C} : Perda de Carga Localizada (m).

Fonte: Consórcio, 2021.

Na sequência são apresentados os resultados obtidos para a condição máxima a partir do dimensionamento dos floculadores, seguindo a metodologia disposta supracitada e detalhada no memorial de cálculo.

- Vazão do Projeto 401,71 L/s;
- Número de Floculadores Funcionando(und.) 2 unidades;
- Vazão por Floculador 200,86 L/s;
- Número de Canais por Floculador: 5,00 unidades
- Tempo de Floculação..... 1.500,00 s;
- Volume do Floculador 301,28 m³;
- Altura Útil do Floculador 5,00 m;
- Área Superficial 60,26 m²;
- Comprimento do Floculador (Adotado) 10,00 m;
- Comprimento do Canal do Floculador (Adotado) 8,00 m;
- Largura do Floculador 5,00 m;
- Largura do Canal do Floculador 1,00 m;
- Tempo de Floculação:
 - Canal 01 5,00 min;
 - Canal 02 5,00 min;
 - Canal 03 5,00 min;
 - Canal 04 5,00 min;
 - Canal 05 5,00 min;
- Gradiente de Velocidade:
 - Canal 01 56,00 s⁻¹;
 - Canal 02 42,00 s⁻¹;
 - Canal 03 37,00 s⁻¹;
 - Canal 04 32,00 s⁻¹;

- Canal 05 27,00 s⁻¹;
- Número de Espaçamentos (adotado):
 - Canal 01 13,00 und;
 - Canal 02 11,00 und;
 - Canal 03 10,00 und;
 - Canal 04 9,00 und;
 - Canal 05 8,00 und;
- Espaçamento Entre Chicanas:
 - Canal 01 0,62 m;
 - Canal 02 0,73 m;
 - Canal 03 0,80 m;
 - Canal 04 0,89 m;
 - Canal 05 1,00 m;
- Velocidade no Trecho Reto:
 - Canal 01 0,33 m/s;
 - Canal 02 0,27 m/s;
 - Canal 03 0,25 m/s;
 - Canal 04 0,23 m/s;
 - Canal 05 0,20 m/s;
- Velocidade na Curva:
 - Canal 01 0,22 m/s;
 - Canal 02 0,18 m/s;
 - Canal 03 0,17 m/s;
 - Canal 04 0,15 m/s;
 - Canal 05 0,13 m/s;
- Extensão do Canal:
 - Canal 01 97,92 m;
 - Canal 02 81,11 m;
 - Canal 03 75,32 m;
 - Canal 04 67,79 m;
 - Canal 05 60,19 m;
- Raio Hidráulico:
 - Canal 01 0,19 m;
 - Canal 02 0,21 m;
 - Canal 03 0,22 m;
 - Canal 04 0,24 m;
 - Canal 05 0,25 m;
- Número de Manning 0,013;
- Perda de Carga Unitária:
 - Canal 01 0,000 m/m;
 - Canal 02 0,000 m/m;
 - Canal 03 0,000 m/m;
 - Canal 04 0,000 m/m;
 - Canal 05 0,000 m/m;
- Perda de Carga Distribuída:
 - Canal 01 0,000 m;
 - Canal 02 0,000 m;

- Canal 03 0,000 m;
- Canal 04 0,000 m;
- Canal 05 0,000 m;
- Perda de Carga Localizada:
 - Canal 01 0,100 m;
 - Canal 02 0,058 m;
 - Canal 03 0,045 m;
 - Canal 04 0,033 m;
 - Canal 05 0,006 m;
- Perda de Carga Total 0,242 m;

Considerando as três unidades funcionando, com o dimensionamento acima, cada floculador terá os gradientes apresentados a seguir.

- Gradiente de Velocidade:
 - Canal 01 37,00 s⁻¹;
 - Canal 02 29,00 s⁻¹;
 - Canal 03 25,00 s⁻¹;
 - Canal 04 21,00 s⁻¹;
 - Canal 05 18,00 s⁻¹;

3.3.6 Vertedores de Saída dos Floculadores

Após a passagem pelos floculadores, a água deverá ser conduzida para o canal distribuidor dos decantadores, abastecido pelos três floculadores. Para evitar que o líquido retorne deste canal para os equipamentos de floculação, foram adotados vertedores delgados na saída de cada equipamento. Seguindo a metodologia apresentada no **item 3.3.4**, foi projetado um vertedor delgado, na saída de cada floculador, com 1,00m de largura.

Como pode se observar nos resultados apresentados a seguir, os vertedores foram projetados para operar com no máximo um floculador fora de operação.

- Vertedores Distribuidores (Saída dos Floculadores):
 - Vazão de Projeto (Vazão Máxima) 0,402 m³/s;
 - Número de vertedores 3 unidades;
 - Número de vertedores (Funcionando) 2 unidades;
 - Vazão por vertedor 0,201 m³/s;
 - Largura do canal 1,00 m;
 - Carga no vertedor 0,24 m;
 - Altura do vertedor (adotado) 0,60 m.

3.3.7 Vertedores de Entrada dos Decantadores

Assim como os vertedores de distribuição a montante dos floculadores, serão utilizados vertedores como elemento de distribuição equitativa para os decantadores. O elemento também foi adotado para evitar que o líquido retorne para o canal distribuidor a montante dos decantadores.

Seguindo a metodologia já apresentada no **item 3.3.4**, foram adotados dois vertedores delgados de 1,00 m de largura na entrada de cada decantador, totalizando 6,00 elementos de distribuição, equipados com comportas do tipo guilhotina, com dimensões de 1,00 x 1,00 m.

Assim como os vertedores a montante do tratamento, estes elementos foram projetados para operar com no máximo um decantador fora de operação. Os resultados desse dimensionamento estão expostos a seguir.

- Vertedores Distribuidores (Entrada dos Decantadores):
 - Vazão de Projeto (Vazão Máxima) 0,402 m³/s;
 - Número de Decantadores 6,00 unidades;
 - Número de Vertedores por Decantador 2,00 unidades;
 - Número de Decantadores Funcionando 2,00 unidades;
 - Vazão por Vertedor 0,100 m;
 - Carga no Vertedor (adotada) 0,15 m;
 - Largura no Vertedor 1,00 m;
 - Altura no vertedor (adotada) 0,50 m.

3.3.8 Decantação (Decantador Laminar de Alta Taxa)

O processo de decantação é um fenômeno físico natural que corresponde à deposição das impurezas aglutinadas em flocos decorrentes de processos realizados nas etapas anteriores do tratamento da água (coagulação e floculação), devido à ação da força gravitacional.

A clarificação propiciada na decantação ocorre no meio líquido através da separação das fases sólida e líquida da água floculada. Os flocos formados durante a etapa de floculação adquirem uma massa específica superior à da água o que beneficia o seu movimento descendente em direção ao fundo dos decantadores e impede sua passagem para os filtros. Na fase de projeto básico, optou pela utilização do decantador de alta taxa, equipamento dotado de placas planas horizontais a fim de reduzir o comprimento do decantador.

A fim de possibilitar a remoção das partículas retidas nas placas por sedimentação gravitacional, considera-se uma inclinação com ângulo específico em relação ao plano horizontal. Segundo Ferreira Filho (2017), os maiores valores da taxa de escoamento superficial associados à implantação do decantador de alta taxa são observados quando este ângulo fica em torno de 50°, mas as placas pré-fabricadas fornecidas para este modelo de decantador possuem ângulos que variam entre 55° e 65°. Os parâmetros relacionados a esta nova condição de escoamento são apresentados na rotina de dimensionamento proposta por Ferreira Filho (2017) e mostram a adoção do ângulo de 60°.

De acordo com o mesmo autor, o valor máximo da velocidade de escoamento configura a condição ótima de dimensionamento dos decantadores de alta taxa, já que representa menor área necessária à implantação da unidade. No entanto, a adoção de elevadas velocidades pode ser responsável pelo arraste de partículas sedimentadas e, conseqüentemente, pode piorar a qualidade da água decantada. Recomenda-se, portanto, velocidades sempre inferiores a 20 cm/min e, preferencialmente, em torno de 15 cm/min, e a adoção de comprimentos do módulo de sedimentação iguais ou superiores a 1,2 m.

Estes decantadores apresentam quatro zonas distintas, sendo elas: zona de introdução de água floculada, zona de sedimentação, zona de acúmulo e remoção de lodo e zona de coleta de água decantada. As suas unidades são dispostas de modo a permitir que o escoamento ocorra de forma ascendente, para que as partículas sejam capturadas pelas

placas desçam até a zona de deposição e remoção de lodo, enquanto a água clarificada continua o movimento ascendente até o sistema de coleta de água decantada.

O sistema de distribuição de água floculada é realizado sob os módulos de decantação para uniformizar as vazões distribuídas e evitar zonas mortas ou curtos-circuitos, porém é necessário verificar a velocidade impressa nesta etapa para evitar a quebra dos flocos que foram formados na unidade de tratamento antecedente.

Para que as partículas separadas da fase líquida não interfiram na operação do decantador e não sejam arrastadas pela água floculada, é primordial a semi-contínua remoção de lodo. Seguindo a concepção do projeto básico, adotou-se o sistema hidráulico de remoção do lodo, utilizando poços de lodo ao longo da área de decantação. Nestes modelos hidráulicos é preciso considerar que a retirada do lodo exige concentrações de sólidos reduzidas em torno de 0,5% a 1,0%, sendo uma condição considerada fluida.

É importante considerar que foi adotado no projeto básico uma concentração de sólidos de 2,0%, concentração bastante acima do recomendado, visto que concentrações como esta são encontradas nas etapas de adensamento em diante. Sendo revisto o valor da concentração de lodo para 1,0% o volume de lodo retido na ETA aumentou consideravelmente.

Segundo Ferreira Filho (2017), considera-se a operação com um decantador de alta taxa como exitosa quando não há acúmulo de lodo em seu interior. É preciso garantir também que o lodo não adense no decantador e, para isso, podem ser previstos sistemas de remoção semi-contínua do lodo, com descargas periódicas e espaçadas. Vale destacar que o intervalo também não pode ser muito pequeno, já que pode haver deposição de sólidos difíceis de serem removidos nos módulos.

A rotina de dimensionamento do decantador de alta taxa adotado para a ETA Jucurutu seguiu os critérios apresentados por Ferreira Filho (2017) e os parâmetros de projeto listados na sequência e a rotina de dimensionamento da **Tabela 3.21**.

- Parâmetros adotados:
 - Velocidade de Escoamento Entre as Placas (V_o): 15 cm/min;
 - Taxa de Escoamento Superficial: 120 a 180 m³/m².dia;
 - Relação entre Comprimento e Largura (L/B): 1 a 3;
 - Altura da Lâmina d'Água (H): 4,0 a 5,0 m;
 - Comprimento das Placas de Sedimentação (l): 0,9 a 1,5 m;
 - Ângulo das Placas de Sedimentação com a Horizontal (θ): 55° a 65°;
 - Distância Entre as Placas (d): 4,0 a 8,0 cm;
 - Velocidade Horizontal Abaixo dos Módulos de Alta Taxa: <1,0 m/min;
 - Taxa de escoamento linear nas calhas de coleta de água decantada: 2,0 a 3,5 L/s.m.
- Dados de Entrada:
 - Vazão de Projeto: $Q_{projeto}$ (m³/s);
 - Número de Decantadores: N_{DEC} (und.);
 - Vazão por Decantador: Q_{Dec} (m³/s);
 - Velocidade de Sedimentação dos Flocos: V_{cs} (m/dia);
 - Velocidade de Escoamento Entre as Placas: V_o (m/min).
- Dimensões do Decantador Laminar Composto de Placas Paralelas:
 - Comprimento da Placa (l): 1,2 m;

- Espessura da Placa (e): 0,05 m;
- Distância entre Placas (d): 0,06 m;
- Ângulo das Placas com a Horizontal (θ): 60° ;
- Ângulo em Radianos (θ): 1,05 rad;
- Seno do Ângulo: 0,87;
- Cosseno do Ângulo: 0,50;
- Tangente do Ângulo: 1,73;
- Fator S (Placas Planas – Ferreira Filho, 2017): 1,00;
- Relação Comprimento da Placa/Espaçamento entre Placas (L) 24.

Tabela 3.21 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Decantadores

Parâmetro calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Área de Sedimentação Requerida		
Vazão por Decantador: Q_{dec} (L/s):	$Q_{dec} = \frac{Q_{projeto}}{N_{dec}}$	Equação 63 $Q_{projeto}$: Vazão de Projeto (L/s); N_{dec} : Número de Decantadores (und.).
Vazão do Tanque Central $Q_{Dec,t,c}$ (L/s):	$Q_{Dec,t,c} = \frac{Q_{dec}}{2}$	Equação 64 Q_{dec} : Vazão por Decantador (L/s).
Vazão do Tanque Lateral: $Q_{Dec,t,L}$ (L/s):	$Q_{Dec,t,L} = \frac{Q_{dec}}{4}$	Equação 65 Vazão por Decantador: Q_{dec} (L/s):
Área Líquida Perpendicular aos Módulos de Sedimentação: A_o (m ²)	$A_o = \frac{Q_{Dec,t}}{V_o}$	Equação 66 V_o : Velocidade de Escoamento entre os Módulos de Sedimentação (m/s); Vazão do Tanque (m ³ /s).
Área Líquida Perpendicular aos Módulos de Sedimentação: A_p (m ²)	$A_p = \frac{A_o}{\sin\theta}$	Equação 67 A_o : Área Líquida Perpendicular aos Módulos de Sedimentação (m ²).
Área Total Horizontal: A_{pl} (m ²) (*).	$A_{pl} = \frac{A_p}{1 - 0,2}$	Equação 68 A_p : Área Líquida Perpendicular aos Módulos de Sedimentação (m ²).
Dimensões Básicas da unidade de Sedimentação		
Comprimento do Tanque: L (m).	$L = \frac{A_{pl}}{B}$	Equação 69 A_{pl} : Área Total Horizontal (m ²); B: Largura Adotada do Tanque (m ²).
Área do Tanque: A_{tanque} (m ²).	$A_{tanque} = L_{U,A} \times B$	Equação 70 L: Largura Adotada do Tanque (m); $L_{U,A}$: Comprimento Útil do Tanque (Adotado)(m).
Verificação da Taxa de Escoamento Superficial Virtual		
Taxa de Aplicação Resultante: (m ³ /m ² .dia).	$q_L = \frac{Q_{Dec,t}}{A_{tanque} \cdot 86400}$	Equação 71 $Q_{Dec,t,c}$: Vazão do Tanque (m ³ /s); A_{tanque} : Área do tanque (m ²).
Área de escoamento livre abaixo dos módulos de sedimentação		
Área de Escoamento Livre Abaixo do Módulo de Sedimentação: A_m (m ²):	$A_m = \frac{Q_{dec,t}}{V_m}$	Equação 72 $Q_{Dec,t,c}$: Vazão do Tanque (m ³ /s); V_m : Velocidade de Escoamento sob os Módulos de Sedimentação (m/min).

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Altura da Lâmina d'Água Min. Entre os Módulos de Sedimentação e a Laje de Fundo da Unidade: (m).	$h_m = \frac{A_m}{B}$	Equação 73	A_m : Área de escoamento livre abaixo do módulo de B: Largura Adotada do Tanque (m^2).

Fonte: Consórcio, 2021.

Após o cálculo do comprimento mínimo do tanque, é necessária uma correção de sua dimensão, de modo a garantir que o decantador apresente área livre entre os dispositivos de entrada de água floculada e a área coberta pelos módulos de sedimentação, que permitam a realização das operações de manutenção nos equipamentos.

De acordo com Ferreira Filho (2017), a recomendação prática é de que a velocidade de escoamento sob os módulos de sedimentação de alta taxa não seja superior a 1,0 m/min.

Demonstrado na rotina de cálculo apresentado na **Tabela 3.21**, e seguindo o projeto básico cada decantador foi dividido em três tanques, um central e dois laterais, já que entre esses tanques foram inseridos dois dutos de distribuição e dois canais de saída, apresentados mais a frente.

Seguindo a rotina de dimensionamento descrita anteriormente, foram obtidos os seguintes resultados para a condição de vazão máxima:

- Número de Decantadores..... 3,00 unidades;
- Número de Tanques por Decantador 3,00 unidades;
- Vazão por Decantador 133,90 L/s;
- Vazão do Tanque Central (01 Tanque/Dec) 65,95 L/s;
- Vazão do Tanque Lateral (02 Tanques/Dec) 32,77 L/s;
- Velocidade de escoamento, sob os módulos de sedimentação 15 cm/min;
- Área Líquida Perpendicular aos Módulos de Sedimentação:
 - Tanque Central 26,78 m^3 ;
 - Tanque Lateral..... 13,39 m^3 ;
- Área Líquida Horizontal aos Módulos de Sedimentação:
 - Tanque Central..... 30,92 m^3 ;
 - Tanque Lateral 15,46 m^2 ;
- Área do Tanque:
 - Tanque Central..... 53,09 m^2 ;
 - Tanque Lateral 26,56 m^2 ;
- Comprimento Útil do Tanque (Adotado):
 - Tanque Central..... 13,98 m;
 - Tanque Lateral 13,98 m;
- Largura Adotada do Tanque:
 - Tanque Central..... 3,80 m;
 - Tanque Lateral 1,90 m;
- Taxa de Aplicação Resultante:
 - Tanque Central..... 108,97 $m^3/m^2.dia$;
 - Tanque Lateral 108,97 $m^3/m^2.dia$;
- Velocidade de Escoamento Sob os Módulos de Sedimentação 1,00 m/min;

- Área de Escoamento Livre Abaixo do Módulo de Sedimentação:
 - Tanque Central.....4,02 m²;
 - Tanque Lateral2,01 m²;
- Altura da Lâmina d'Água Min. Entre os Módulos de Sedimentação e a Laje de Fundo da Unidade:
 - Tanque Central..... 1,06 m;
 - Tanque Lateral 1,06 m;

É importante destacar que é necessário o acréscimo de 1,20 m no comprimento do tanque, de modo a garantir que o decantador apresente área livre entre os dispositivos de entrada de água floculada e a área coberta pelos módulos de sedimentação, assim permitindo a realização das operações de manutenção no interior dos equipamentos.

A água floculada precisa ser distribuída de forma equivalente em toda a área superficial dos tanques de decantação. Para satisfazer a essa condição, a vazão afluyente a cada tanque será dividida entre 02 dutos retangulares que distribuirão o fluido por múltiplas saídas laterais, compostas por orifícios. Para que não ocorram curtos circuitos ou sobrecargas nesses orifícios, esse duto precisa ter sua seção ajustada para manter a uniformidade da vazão de saída em cada orifício. Assim, para o cálculo dessas passagens, foi utilizado o método exposto por Richter (2009), demonstrado na **Tabela 3.22**, cujos resultados estão apresentados na **Tabela 3.23**.

Tabela 3.22 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Duto de Entrada de Água nos Decantadores

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Velocidade média na interligação	$U_{LI} = \frac{Q_i}{A_{furo}}$	Equação 74	Q _i : Vazão na interligação (m ³ /s); A _{furo} : Área do orifício (m ²).
Vazão a montante da interligação	$Q_M = Q - Q_i$	Equação 75	Q _i : Vazão na interligação (m ³ /s);
Velocidade média a montante da interligação	$U_{MI} = \frac{Q_M}{A_{Tubo}}$	Equação 76	Q _M : Vazão na montante da interligação (m ³ /s); A _{tubo} : Área da seção do tubo (m ²).
Parâmetro β	$\beta = \varphi \cdot \left(\frac{U_m}{U_L}\right)^2 + \theta + 1$	Equação 77	φ: 1,67; θ: 0,7; U _m : Velocidade média a montante da interligação (m/s); U _L : Velocidade média na interligação (m/s).
Δh _i	$\Delta h_i = \beta_i \cdot \frac{U_L^2}{2 \cdot g}$	Equação 78	Parâmetro β; U _L : Velocidade média na interligação (m/s).
Gradiente de Velocidade	$G = 106,3 \cdot D^{-0,7} \cdot U_L^{1,5}$	Equação 79	D: Diâmetro do orifício (m); U _L : Velocidade média na interligação (m/s).

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.23 - Dimensionamento dos Orifícios do Duto pelo Método Iterativo

Iteração	Número da Interligação	Passagem (m)		Interligação			Q Interligação (L/s)	Velocidade Média na Interligação (m/s)	Vazão a Montante da Interligação (L/s)	Velocidade Média a Montante da Interligação (m/s)	$(U_{Mi}/U_{Li})^2$	β_i	$1/\text{raiz}\beta_i$	Δh_i	Desvio de Dh_i		G(S ⁻¹)	
		Comprimento	Largura	Quantidade	Área do Orifício (m²)	Área Total (m²)	q_i	U_{Li}	Q_M	U_{Mi}					(Máxima x Média)	(Mínima x Média)	Tubo	Orifício
7	1	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	0,70	0,022	66,95	0,105	22,068	38,554	0,161	0,00097			0,05	1,09
	2	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	0,75	0,024	66,25	0,104	18,837	33,158	0,174	0,00096			0,05	1,21
	3	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	0,80	0,026	65,50	0,102	16,011	28,438	0,188	0,00095			0,05	1,34
	4	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	0,86	0,027	64,70	0,101	13,551	24,330	0,203	0,00094			0,05	1,49
	5	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	0,93	0,030	63,84	0,100	11,422	20,774	0,219	0,00092			0,05	1,66
	6	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,00	0,032	62,91	0,098	9,590	17,715	0,238	0,00091			0,05	1,85
	7	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,07	0,034	61,91	0,097	8,022	15,096	0,257	0,00090			0,05	2,07
	8	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,15	0,037	60,84	0,095	6,688	12,869	0,279	0,00089			0,05	2,31
	9	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,24	0,040	59,68	0,093	5,560	10,985	0,302	0,00088			0,05	2,58
	10	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,34	0,043	58,44	0,091	4,611	9,400	0,326	0,00087			0,05	2,88
	11	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,43	0,046	57,11	0,089	3,817	8,074	0,352	0,00086			0,05	3,20
	12	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,54	0,049	55,67	0,087	3,155	6,969	0,379	0,00085			0,05	3,55
	13	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,65	0,052	54,13	0,085	2,606	6,053	0,406	0,00085			0,05	3,93
	14	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,76	0,056	52,49	0,082	2,152	5,294	0,435	0,00084			0,05	4,33
	15	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,87	0,059	50,73	0,079	1,777	4,668	0,463	0,00084			0,05	4,75
	16	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,98	0,063	48,86	0,076	1,468	4,151	0,491	0,00084			0,05	5,19
	17	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	2,09	0,067	46,88	0,073	1,212	3,724	0,518	0,00084			0,05	5,63
	18	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	2,20	0,070	44,79	0,070	1,000	3,371	0,545	0,00084			0,05	6,07
	19	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	2,30	0,073	42,59	0,067	0,825	3,077	0,570	0,00084			0,05	6,51
	20	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	2,40	0,076	40,29	0,063	0,678	2,832	0,594	0,00084			0,05	6,93
	21	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	0,72	0,023	37,89	0,105	20,911	36,621	0,165	0,00099			0,05	1,15
	22	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	0,82	0,026	37,17	0,103	15,671	27,871	0,189	0,00097			0,05	1,38
	23	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	0,93	0,030	36,35	0,101	11,606	21,081	0,218	0,00094			0,05	1,67
	24	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,06	0,034	35,42	0,098	8,504	15,901	0,251	0,00092			0,05	2,03
	25	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,21	0,038	34,36	0,095	6,177	12,015	0,288	0,00090			0,05	2,47
	26	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,37	0,044	33,15	0,092	4,460	9,148	0,331	0,00089			0,05	2,99
	27	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,55	0,049	31,78	0,088	3,210	7,061	0,376	0,00087			0,05	3,59
	28	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,74	0,055	30,23	0,084	2,309	5,557	0,424	0,00086			0,05	4,26
	29	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,93	0,061	28,50	0,079	1,663	4,478	0,473	0,00086			0,05	4,99
	30	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	2,12	0,067	26,57	0,074	1,198	3,701	0,520	0,00086			0,05	5,74
	31	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	2,30	0,073	24,45	0,068	0,861	3,138	0,564	0,00086			0,05	6,49
	32	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	2,47	0,079	22,15	0,062	0,614	2,725	0,606	0,00086			0,05	7,22
	33	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	2,62	0,083	19,68	0,055	0,430	2,418	0,643	0,00086			0,05	7,90
	34	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	2,75	0,088	17,06	0,047	0,292	2,188	0,676	0,00086			0,05	8,52
	35	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	1,50	0,048	14,31	0,089	3,520	7,578	0,363	0,00088			0,05	3,41
	36	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	1,90	0,060	12,81	0,080	1,752	4,626	0,465	0,00086			0,05	4,88
	37	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	2,30	0,073	10,91	0,068	0,870	3,152	0,563	0,00086			0,05	6,48
	38	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	2,64	0,084	8,61	0,054	0,410	2,385	0,647	0,00086			0,05	7,99
	39	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	2,90	0,092	5,97	0,037	0,163	1,973	0,712	0,00086			0,05	9,21
	40	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	3,07	0,098	3,07	0,019	0,039	1,764	0,753	0,00086			0,05	10,02
Total							66,95						16,327	0,00088	10,76%	4,78%		

Fonte: Consórcio, 2021.

Para os tanques de acúmulo de lodo decantado, foram previstos tanques em formato de tronco piramidal, com altura útil de 1,50 m e inclinação das paredes do fundo em ângulo de 60° com a horizontal. A metodologia para a definição dos demais parâmetros está apresentada na **Tabela 3.24**, com seus resultados apresentados na sequência.

Tabela 3.24 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Poços de Lodo dos Decantadores

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Área do Fundo do Poço: $A_{\text{fundopoço}}$ (m²).	$A_{\text{Fundopoço}} = b^2$	Equação 80	b: Comprimento do Fundo do Poço(m).
Área do Topo do Poço: $A_{\text{topopoço}}$ (m²).	$A_{\text{Topopoço}} = L \cdot B$	Equação 81	L: Largura do Topo do Poço (m). B: Comprimento do Topo do Poço (m).
Nº de Poços: $N_{\text{poços}}$ (und.)	$N_{\text{poços}} = \frac{A_{\text{tanque}}}{A_{\text{topopoço}}}$	Equação 82	A_{tanque} : Área do Tanque (m²); $A_{\text{topopoço}}$: Área do Topo do Poço (m²).
Adotar o Número de Poços Corrigido para as Próximas Considerações.			
Volume de Cada Poço: $V_{\text{poço}}$ (m³).	$V_{\text{poço}} = \frac{h_1}{3} \cdot (A_{\text{topopoço}} + \sqrt{A_{\text{topopoço}} \cdot A_{\text{fundopoço}}} + A_{\text{fundopoço}})$	Equação 83	h_1 : Altura do Poço (m); $A_{\text{topopoço}}$: Área do Topo do Poço (m²); $A_{\text{fundopoço}}$: Área do Fundo do Poço (m²).
Volume Total de Poços por Tanque: $V_{\text{poçostotal}}$ (m³).	$V_{\text{poçostotal}} = V_{\text{poço}} \cdot N_{\text{PoçosCorrigido}}$	Equação 84	$V_{\text{poço}}$: Volume de Cada Poço (m³); $N_{\text{poçoscorrigido}}$: Nº de Poços (Corrigido)(und.)

Fonte: Consórcio, 2021.

- Ângulo (θ) 60°;
- Tg θ 1,73;
- Altura do poço 1,50 m;
- Comprimento da Base do Poço 0,20 m;
- Área do fundo do poço 0,04 m²;
- Comprimento do topo do poço 1,93 m;
- Área do Topo do Poço 3,73 m²;
- Nº de Poços:
 - Tanque Central 16,00 unidades;
 - Tanque Lateral 8,00 unidades;
- Volume de Cada Poço 2,08 m³;
- Volume Total de Poços 87,07 m³;
 - Tanque Central 16,64 m³;
 - Tanque Lateral 32,28 m³;

Conforme resultados apresentados, o tanque central de decantação terá 16 poços de lodo, e os tanques laterais terão 8 poços cada, totalizando 32 poços por decantador, todos equipados com uma tubulação de descarga semi-contínua de 100 mm em FºFº, operadas de forma conjunta e automática, pois cada tubulação de descarga terá sua válvula acionada por um atuador elétrico. Essas tubulações, tem objetivo de conduzir o lodo dos poços para dois canais de saída projetados abaixo dos decantadores.

Diante do exposto, foram obtidos os seguintes resultados para o dimensionamento das tubulações de descarga.

- Tubulações de Descarga (Tanque Central):
 - Carga Hidráulica Disponível 7,30 m;
 - Diâmetro da Tubulação 100 mm;
 - Seção da Tubulação de Descarga 0,00785 m²;
 - Comprimento da Tubulação 1,38 m;
 - Relação L/D 13,80;
 - Coeficiente de Descarga 0,73;
 - Vazão de Descarga de Um Tubo Extrator 0,0447 m³/s;
 - Velocidade de Escoamento 8,73 m/s;
 - Nº de Poços por Tanque 14 unidades.
 - Vazão de Descarga Total dos Poços 960,13 L/s.
- Tubulações de Descarga (Tanque Lateral):
 - Carga Hidráulica Disponível 7,30 m;
 - Diâmetro da Tubulação 100 mm;
 - Seção da Tubulação de Descarga 0,00785 m²;
 - Comprimento da Tubulação 1,38 m;
 - Relação L/D 13,80;
 - Coeficiente de Descarga 0,73;
 - Vazão de Descarga de Um Tubo Extrator 0,0447 m³/s;
 - Velocidade de Escoamento 8,73 m/s;
 - Nº de Poços por Tanque 8 unidades.
 - Vazão de Descarga Total dos Poços 548,65 L/s.

Com os flocos produzidos na etapa anterior sedimentam no fundo dos decantadores, ascendendo apenas a água com teor muito menor de sólidos, devendo esta, então, ser coletada na camada superior do tanque. Para tanto, foram dimensionadas calhas coletoras, distribuídas ao longo da superfície útil dos decantadores, cuja entrada de água é realizada a partir de múltiplos vertedores triangulares, distribuídos ao longo do comprimento dessas calhas, com distância entre vértices de 15 cm. A rotina de dimensionamento está apresentada na **Tabela 3.25**.

Tabela 3.25 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento das Calhas de Coleta de Água dos Decantadores

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Vazão de Água Decantada por Metro: Q_{ad} (L/s.m)	$Q_{ad} = 0,018 \cdot H_4 \cdot q_L$	Equação 85	H_4 : Profundidade útil do decantador (m); q_L : Taxa de Escoamento Superficial (m ³ /m ² .dia)
Comprimento Total de Vertedor: L_v (m)	$L_v = \frac{Q_{tanque}}{Q_{ad}}$	Equação 86	Q_{tanque} : Vazão por Tanque (L/s); Q_{ad} : Vazão de Água Decantada por Metro (L/s.m);
Comprimento da Calha: L_{calha} (m)	$L_{calha} = L_{Tanque}$	Equação 87	B_{tanque} : Largura do Tanque (m);
Número de Calhas por Tanque: N_{calhas} (und.)	$N_{calhas} = \frac{L_v}{2 \cdot L_{calha}}$	Equação 88	L_{calha} : Comprimento da Calha (m); L_v : Comprimento Total de Vertedor: (m).

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Espaçamento Entre Calhas: Esp (m)	$Esp = \frac{L}{N_{calhas}}$	Equação 89	L: Comprimento do Tanque (m); N _{calhas} : Número de Calhas (und.).
Comprimento Total de Calhas: L _{ctotal} (m).	$L_{ctotal} = L_{calha} \cdot N_{calhas} \cdot 2$	Equação 90	L _{calha} : Comprimento da Calha (m); N _{calhas} : Número de Calhas (und.).
Número de Vertedores Triangulares por Unidade de Sedimentação: N _v (und.)	$N_v = \frac{L_{ctotal}}{d_v}$	Equação 91	L _{ctotal} : Comprimento Total de Calhas (m); d _v : Distância Entre os Vértices dos Vertedores Triangulares(m).
Vazão por Vertedor: Q _v (m³/s)	$Q_v = \frac{Q_{tanque}}{N_v}$	Equação 92	Q _{tanque} : Vazão do Tanque (m); N _v : Número de Vertedores Triangulares por Unidade de Sedimentação (und.).
Carga Hidráulica nos Vertedores Triangulares: h _{min} (m).	$h_{min} = \left(\frac{Q_v}{1,46}\right)^{2/5}$	Equação 93	Q _v : Vazão por Vertedor (m³/s).
Vazões Individuais por Calha de Coleta de Água Decantada: Q _c (m³/s).	$Q_c = \frac{Q_{tanque}}{N_{calha}}$	Equação 94	Q _v : Vazão por Vertedor (m³/s); N _{calha} : Número de Calhas(und.).
Altura Crítica de Sedimentação: h _c (m).	$h_c = \left[\left(\frac{Q_c}{b}\right)^2 \cdot \frac{1}{g}\right]^{1/3}$	Equação 95	Q _c : Vazões Individuais por Calha de Coleta de Água Decantada (m³/s); b: Largura da Calha de Coleta de Água Decantada (m); g: Aceleração da gravidade (m/s).
Altura Máxima do Nível D'água: h ₀ (m)	$h_0 = \sqrt{h_c^2 + \frac{2 \cdot Q_c^2}{g \cdot b^2 \cdot h_c}}$	Equação 96	h _c : Altura Crítica de Sedimentação (m); Q _c : Vazões Individuais por Calha de Coleta de Água Decantada (m³/s); b: Largura da Calha de Coleta de Água Decantada (m); g: Aceleração da Gravidade (m/s).

Fonte: Consórcio, 2021.

Os resultados obtidos para o dimensionamento das calhas coletoras de água decantada estão apresentados na sequência.

- Vazão da Água Decantada por Metro 2,04 L/s.m;
- Profundidade Útil do Decantador 1,04 m;
- Taxa de Escoamento Superficial 108,89 m³/m².dia;
- Comprimento Total de Vertedor:
 - Tanque Central..... 32,87 m;
 - Tanque Lateral 16,42 m;
- Largura da Calha:

- Tanque Central.....3,80 m;
- Tanque Lateral 1,90 m;
- Número de Calhas por Tanque.....4,32 m;
- Número de Calhas (Adotada) 6,00 unidades;
- Espaçamento entre Calhas (Adotado)2,17 m;
- Largura Total de Calhas:
 - Tanque Central.....45,60 m;
 - Tanque Lateral 22,80 m;
- Distância entre os Vértices dos Vertedores Triangulares0,15 m;
- Número de Vertedores Triangulares por Tanque:
 - Tanque Central..... 304,00 unidades;
 - Tanque Lateral 152,00 unidades;
- Vazão por Vertedor0,22 L/s;
- Carga Hidráulica nos Vertedores Triangulares.....0,029 m;
- Vazões Individuais por Calha de Coleta de Água Decantada 0,006 m³/s;
- Largura da Calha de Coleta de Água Decantada0,25 m;
- Altura Crítica de Sedimentação 0,037 m/s;
- Altura Máxima do Nível D'água0,064 m.

Dimensionadas todas as estruturas que compõem o tanque de decantação, é possível determinar a sua altura total, composta pelo somatório das camadas conforme **Equação 97**.

$$H_{total} = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 \quad \text{Equação 97}$$

Em que:

- H_1 : Altura do Poço – 1,50 m;
- H_2 : Altura Entre os Poços e as Placas de Sedimentação – 1,36 m;
- H_3 : Altura Entre a Placa e a Horizontal – 1,04 m;
- H_4 : Profundidade Útil do Decantador – 1,04 m;
- H_5 : Borda livre – 0,62 m;
- H_T : Altura total – 5,53 m.

As calhas, descritas anteriormente, devem transportar o clarificado até dois canais de saída, projetados acima dos dois dutos distribuidores de água floculada. De forma contínua o líquido advindo das calhas, será transportado por um conduto livre de formato retangular. Com uma declividade de 0,5%, cada canal, com 15,50m de extensão, e 0,80 m de largura, irá transportar a água livre de flocos até o canal distribuidor dos filtros.

Na sequência é apresentado o resultado do dimensionamento destes elementos utilizando a metodologia já descrita no **item 3.3.4**. Para este dimensionamento foi considerada a pior condição, isto é levando em conta um dos decantadores fora de operação.

- Canais Distribuidores (Saída Decantadores):
 - Vazão de Projeto (Vazão Máxima)0,402 m³/s;
 - Número de Decantadores 3 unidades;
 - Número de Decantadores em operação 2 unidades;
 - Número de Canais de Saída por Decantador 2 unidades;
 - Vazão por canal0,100 m³/s;
 - Largura do canal 1,00 m;

- Declividade 0,005 m/m;
- Altura do líquido 0,115 m;
- Área 0,092 m;
- Perímetro molhado 1,03m;
- Raio hidráulico 0,09 m.

3.3.9 Vertedores de Entrada dos Filtros

Assim como os vertedores de entrada dos decantadores, serão utilizados vertedores como elemento de distribuição equitativa para os filtros. O elemento também foi adotado para evitar que o líquido retorne para o canal distribuidor a montante dos equipamentos de filtração.

Seguindo a metodologia já apresentada no **item 3.3.4**, foi adotado um vertedor delgado de 1,00 m de largura na entrada de cada filtro, totalizando 6,00 elementos de distribuição, equipados com comportas do tipo guilhotina, com dimensões de 1,00 x 1,00 m.

Visto que, filtros possam ser retirados de operação, dado alguma manutenção ou lavagem, estes elementos foram dimensionados para operar com no máximo filtros desativados. Os resultados desse dimensionamento estão expostos a seguir.

- Vertedores Distribuidores (Entrada dos Filtros):
 - Vazão de Projeto (Vazão Máxima) 0,402 m³/s;
 - Número de Filtros 6,00 unidades;
 - Número de Vertedores por Filtro..... 1,00 unidade;
 - Número de Filtros Funcionando..... 4,00 unidades;
 - Vazão por Vertedor..... 0,100 m;
 - Carga no Vertedor (adotada) 0,15 m;
 - Largura no Vertedor 1,00 m;
 - Altura no vertedor (adotada) 0,50 m.

3.3.10 Filtração (Filtros Rápidos Descendentes de Camada Dupla)

A filtração é um processo que consiste na remoção de partículas suspensas e coloidais presentes na água que escoam através de um meio poroso. A etapa de filtração é um processo final de remoção de impurezas de uma ETA, logo, principal responsável pela produção de água com qualidade condizendo com o padrão de potabilidade.

Dentre as etapas de uma ETA, a filtração é a última barreira contra as partículas de impureza da água, sendo responsável por reter as partículas que não foram removidas na decantação, apresentando-se como um sistema capaz de corrigir falhas de processos anteriores. Os filtros podem ser classificados como lentos ou rápidos, sendo os filtros rápidos presentes no sistema convencional de tratamento. A composição dos filtros rápidos é dada por: i) canal de alimentação da água aos filtros; ii) calhas de distribuição da água decantada; iii) meio filtrante; iv) camada suporte; v) sistema de drenagem; e vi) calhas de coleta da água de lavagem.

Os filtros rápidos descendentes são os mais utilizados, já que não apresentam limitações quanto a sua taxa de filtração como os filtros de fluxo ascendente, que tendem a ter as suas camadas superiores fluidificadas. São constituídos basicamente pelo meio filtrante, camada suporte e fundo dos filtros (fundos falsos com bocais, sistema de canalizações perfuradas e blocos Leopold). O controle operacional dos filtros é realizado através do nível de água e

da vazão. O controle de nível informa a gradativa perda de carga do meio filtrante e o de vazão permite controlar a entrada de água decantada e a saída de água filtrada de forma a uniformizar a vazão em todos os filtros ativos.

Segundo a NBR 12216/1992 e a NPE 009, o parâmetro que define se o filtro é rápido ou lento é a taxa de filtração, determinado de acordo com ensaios de filtração por meio de filtro-piloto operado com a água a ser filtrada e com camada filtrante igual a dos filtros a serem construídos. Não sendo possível proceder a experiências em filtro-piloto, as taxas recomendadas são as seguintes: para filtro de camada simples, 200 a 250 m³/m².dia, com areia de tamanho efetivo de 0,55 a 1,00 mm e coeficiente de uniformidade menor que 1,60; para filtro de camada dupla (areia e antracito), devem ser adotadas taxas inferiores a 360 m³/m².dia, com tamanho efetivo de antracito de 0,90 a 1,10 mm e da areia de 0,50 a 0,75 mm e coeficiente de uniformidade menor que 1,60.

Os materiais mais comumente utilizados como meios filtrantes são a areia, o antracito ou o carvão ativado granular. Seguindo a concepção do projeto básico, foram adotados seis filtros com leito duplo de areia e antracito, com taxa máxima de 360 m³/m².dia e operação em taxa declinante variável.

A rotina de dimensionamento do bloco de filtração da ETA, apresentada na **Tabela 3.26** foi desenvolvida com base na metodologia apresentada por Ferreira Filho (2017) e as perdas de carga seguiram a concepção adotada por Di Bernardo (2008). Periodicamente, ocorrerá o processo de limpeza dos leitos filtrantes, sendo lavado um filtro por vez, enquanto as outras cinco ou quatro unidades continuarão funcionando, recebendo a vazão total afluente dos decantadores, de forma que cada elemento deverá continuar com a taxa de funcionamento menor ou igual a 360 m³/m²/dia.

Tabela 3.26 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Filtros

Parâmetro Calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Estimativa da Área Total de Filtração e Área Unitária de Cada Filtro (Considerando duas unidades Fora de Operação)		
Vazão por Filtro: Q_{filtro} (m ³ /s).	$Q_{\text{filtro}} = \frac{Q_{\text{Projeto}}}{N_{\text{filtros}}}$	Equação 98 Q_{Projeto} : Vazão de Projeto (m ³ /s); N_{filtros} : Número de Filtros em Funcionamento (und.).
Área Total de Filtração: $A_{t,\text{filtro}}$ (m ²).	$A_{t,\text{filtro}} = \frac{Q_{\text{Projeto}}}{q}$	Equação 99 Q_{Projeto} : Vazão de Projeto (m ³ /s); q : Taxa de Filtração (m ³ /m ² .dia).
Área Superficial de Cada Filtro: $A_{s,\text{filtro}}$ (m ²).	$A_{s,\text{filtro}} = \frac{A_{t,\text{filtro}}}{N_{\text{filtros}}}$	Equação 100 $A_{t,\text{filtro}}$: Área Total de Filtração (m ²); N_{filtros} : Número de Filtros em Funcionamento (und.).
Verificação de Dimensionamento, Considerando Todas as Unidades Funcionando.		
Vazão por Filtro: Q_{filtro} (m ³ /s).	$Q_{\text{filtro}} = \frac{Q_{\text{Projeto}}}{N_{\text{filtros}}}$	Equação 101 Q_{Projeto} : Vazão de Projeto (m ³ /s); N_{filtros} : Número Total de Filtros (und.).
Área Superficial Total dos Filtros: A_s (m ²).	$A_s = A_{s,\text{filtro}} \cdot N_{\text{filtro}}$	Equação 102 $A_{s,\text{filtro}}$: Área Superficial de Cada Filtro (m ²); N_{filtro} : Número Total De Filtros (und.).

Parâmetro Calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Taxa de Funcionamento (corrigida): q_2 ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$).	$q_2 = Q_{\text{ampliação}} / A_s$	Equação 103	Q_{Projeto} : Vazão de Projeto (m^3/s); A_s : Área Superficial Total dos Filtros (und.).

Fonte: Consórcio, 2021.

Seguindo a metodologia descrita, foram obtidos os resultados expostos na sequência.

- Operação de Todos os Filtros:
 - Taxa de Funcionamento..... 360 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$;
 - Vazão de Projeto 0,360 m^3/s ;
 - Vazão de Projeto 34.707,74 m^3/dia ;
 - Número de Filtros (Em Funcionamento) 6 unidades;
 - Vazão por Filtro 0,07 m^3/s ;
 - Área Total de Filtração 88,25 m^2 ;
 - Largura 5,00 m;
 - Comprimento 4,50 m;
 - Área Superficial de Cada Filtro 14,70 m^2 ;
 - Taxa De Funcionamento (Corrigida) 234,54 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.
- Verificação com Dois Filtros a Menos:
 - Número de Filtros Funcionando 4 unidades;
 - Vazão por Filtro 0,100 m^3/s ;
 - Área Superficial Total dos Filtros Funcionando 88,25 m^2 ;
 - Taxa de Funcionamento (Corrigida) 357,81 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

Os filtros serão dotados de leito filtrante de camada dupla, de antracito e areia, compostos pelas seguintes camadas, de cima para baixo:

- Nível d'água acima do leito filtrante: H_1 (m).
- Antracito: H_2 (m).
- Areia: H_3 (m).
- Pedregulho: H_4 (m).
- Fundo do filtro: H_5 (m).

Utilizando os dados considerados no projeto básico, será adotado um tamanho efetivo dos grãos de antracito variando de 0,80 a 1,53 mm e de areia de 0,35 a 0,84 mm. A camada de suporte, formada por pedregulhos, foi dividida em subcamadas a fim de que a perda de carga fosse avaliada conforme variação granulométrica (**Tabela 3.27**). O valor de ξ_i é a fração que cada subcamada representa da espessura total.

Tabela 3.27 – Características das Subcamadas de Pedregulho

Tamanho dos grãos (mm)	Espessura da Subcamada (m)	ξ_i
19,0-25,4	0,10	0,29
12,7-19,0	0,05	0,14
6,4-12,7	0,07	0,20
3,2-6,4	0,07	0,20
2,4-3,2	0,06	0,17
Total	0,35	1,00

Fonte: Consórcio, 2021.

$$\frac{\Delta H}{\Delta L} = 150 \cdot \frac{\mu}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1-\varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \cdot \frac{V_\infty}{C_e^2} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}^2} \right) + 1,75 \cdot \frac{(1-\varepsilon) \cdot V_\infty^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}} \right) \quad \text{Equação 104}$$

Em que:

- μ :Viscosidade Absoluta (N s/m²);
- ρ_a : Massa Específica da Água (kg/m³);
- ε : Porosidade do Meio Granular;
- g : Aceleração da gravidade (m/s);
- C_e : Coeficiente de Esfericidade;
- D_{eqi} : Diâmetro que representa a média geométrica dos tamanhos das aberturas de duas peneiras consecutivas quaisquer da série granulométrica;
- X_i : Fração do material granular (em massa) correspondente a cada valor de D_{eqi} .

Na sequência são apresentadas as perdas de carga obtidas por camada do leito filtrante.

- Perda de Carga na Areia:
 - Tamanho dos Grãos.....0,35-0,84 mm;
 - D_i 0,554 mm;
 - X_i 1,00;
 - X_i/D_i1,805 (1000/m);
 - X_i/D_i^2 342,72 (10000/m²);
 - Média Geométrica do Tamanho dos Grãos..... 0,595 mm;
 - Σ 3.427.245,60 (10000/m²);
 - Taxa de Funcionamento.....357,81 m³/m².dia;
 - Viscosidade Absoluta 0,001005 N s/m²;
 - Massa Específica da Água 998,20 kg/m³;
 - Espessura do Meio Granular..... 0,25 m;
 - Porosidade do Meio Granular..... 0,45;
 - Gravidade 9,81 m/s²;
 - Coeficiente de Esfericidade..... 0,75;
 - Perda de Carga 0,32 m.
- Perda De Carga no Antracito:
 - Tamanho dos Grãos.....0,80-1,53 mm;
 - D_i 1,088 mm;
 - X_i 1,00;
 - X_i/D_i0,919 (1000/m);
 - X_i/D_i^2 84,50 (10000/m²);
 - Média Geométrica do Tamanho dos Grãos..... 0,995 mm;
 - Σ 845.094,10 (10000/m²);
 - Taxa de Funcionamento.....357,81 m³/m².dia;
 - Viscosidade Absoluta 0,001005 N s/m²;
 - Massa Específica da Água 998,20 kg/m³;
 - Espessura do Meio Granular..... 0,50 m;
 - Porosidade do Meio Granular..... 0,48;
 - Gravidade 9,81 m/s²;
 - Coeficiente de Esfericidade..... 0,65;
 - Perda de Carga 0,156 m.
- Perda de Carga no Pedregulho
 - Média Geométrica do Tamanho dos Grãos..... 1,3 mm;

- Σ 13.262,30 (10000/m²);
- Taxa de Funcionamento 357,81 m³/m².dia;
- Viscosidade Absoluta 0,001005 N s/m²;
- Massa Específica da Água 998,20 kg/m³;
- Espessura do Meio Granular 0,30 m;
- Porosidade do Meio Granular 0,45;
- Gravidade 9,81 m/s²;
- Coeficiente de Esfericidade 0,70;
- Perda de Carga 0,0017 m.

A perda de carga total (Δh_1) observada para o meio filtrante foi de, aproximadamente, 0,40 m. Os valores obtidos evidenciam que os materiais com maior granulometria possuem vazios mais consideráveis e, portanto, a água tem menos dificuldade em passar, registrando uma menor perda de carga. Assim, o pedregulho apresentou a menor perda de carga e a areia a maior delas.

Segundo Ferreira Filho (2017), o dimensionamento do sistema de lavagem em contracorrente é um problema essencialmente hidráulico, onde é necessário calcular a perda de carga do meio filtrante em sua condição expandida, tendo sua perda calculada pela **Equação 105**.

$$\Delta H = \frac{(\rho_p - \rho) \cdot (1 - \varepsilon_0) \cdot L_0}{\rho} \quad \text{Equação 105}$$

Em que:

- ρ_p : Massa Específica das Partículas do Material (kg/m³);
- ρ : Massa Específica da Água (kg/m³);
- ε_0 : Porosidade Inicial do Meio Filtrante;
- L_0 : Altura Inicial do Material Filtrante (m).

Nessas condições, as perdas de carga obtidas para as camadas de areia e antracito foram:

- Perda de Carga na Areia (Expandida):
 - Massa Específica das Partículas do Material 2.650,00 kg/m³;
 - Massa Específica da Água 998,20 kg/m³;
 - Porosidade Inicial do Meio Filtrante 0,45;
 - Altura Inicial do Material Filtrante 0,25 m;
 - Perda de Carga no Meio Expandido 0,23 m.
- Perda De Carga no Antracito (Expandido):
 - Massa Específica das Partículas do Material 1.600,00 kg/m³;
 - Massa Específica da Água 998,20 kg/m³;
 - Porosidade Inicial do Meio Filtrante 0,45;
 - Altura Inicial do Material Filtrante 0,50 m;
 - Perda de Carga no Meio Expandido 0,17 m.

Abaixo do leito filtrante foi previsto um fundo constituído de blocos universais, com 20 cm de altura útil. O número de blocos por unidade de área varia conforme modelos. Com o número de blocos totais por filtro é possível também definir o número total de aberturas por tanque que influenciam o cálculo da perda de carga no fundo do filtro.

De acordo com Ferreira Filho (2017), normalmente, em filtros bem projetados a condição da perda de carga é a primeira a ser atingida e, para os filtros de camada dupla de areia e

antracito, recomenda-se que a duração máxima entre duas lavagens consecutivas de uma mesma unidade não exceda 40 horas.

Normalmente três situações indicam a necessidade de interromper o processo de filtração para lavagem de suas unidades constituintes:

- i. Quando a turbidez da água filtrada excede o valor limite pré-fixado;
- ii. Quando a perda de carga disponível para o processo é ultrapassada; ou
- iii. Caso a duração esteja excedendo um tempo determinado.

A opção adotada no projeto básico e considerada no presente documento é a lavagem com ar seguido da lavagem com água em contracorrente.

Objetivando-se uma expansão de 40% do material filtrante quando da aplicação da água, foi utilizada uma velocidade de lavagem de 0,74 m/min, sendo necessário garantir que a calha também esteja acima deste limite para que o material filtrante não seja transportado junto com a água de lavagem. A duração da lavagem em contracorrente deve ser de 10 minutos.

O fornecimento da água para lavagem será feito a partir da EEAT01, abastecida com a água proveniente das unidades de filtração. Visto que este equipamento encontra-se apoiado no terreno a jusante dos filtros, foi necessário projetar um sistema de recalque para a água utilizada na água de lavagem instalado no interior da EEAT01. O sistema irá utilizar dois conjuntos motobombas do tipo bipartida, sendo um deles reserva, instalados afogados, para gerar uma vazão de 303,13 L/s.

Para efeito de dimensionamento, utilizando a metodologia apresentada no **item 3.4**, foi escolhido um conjunto motobomba da marca KSB, modelo ômega 300-300A, com rotor de 287,00 mm, cujas características gerais estão apresentadas na **Tabela 3.28**.

Tabela 3.28 - Parâmetros Básicos da Elevatória de Água de Lavagem

Período de Funcionamento (h/dia)	Quantidade de Conjuntos	Vazão (L/s)	Vazão por conjunto motobomba (L/s)	Altura Manométrica (mca)	Potência Consumida Unitária (CV)	Rendimento (%)	Rotação (rpm)
1	1+1R	303,13	303,13	24,92	137,50	80,00	1.750

Fonte: Consórcio, 2021.

A adutora, projetada para conduzir vazão de 303,13 L/s, através de uma tubulação dividida em trechos em relação ao seu material, tem suas características gerais apresentadas na **Tabela 3.29**. A condução da água recalçada por uma distância de 269,00 m de extensão deve acontecer de forma lenta e gradual mediante ajuste da válvula de entrada.

Tabela 3.29 - Resumo da Adutora de Água de Lavagem

Período de Funcionamento (h)	Trecho	Diâmetro (mm)	Material	Extensão (m)	Cotas (m)		Velocidade de escoamento (m/s)	Perda de carga distribuída (m)
					Montante	Jusante		
1	Sucção	500,00	FoFo	3,10	64,00	-	1,54	0,000360
1	1	400,00	FoFo	21,91	-	-	2,41	0,262546
1	2	450,00	PEAD	211,00	-	-	2,46	2,41
1	3	400,00	FoFo	32,05	-	76,75	2,41	0,38

Fonte: Consórcio, 2021.

A ação do ar é considerada bastante efetiva na remoção das impurezas, sendo assim combinada com a ação da água, responsável pelo carreamento destes resíduos. É importante garantir que, quando da aplicação do ar, o nível de água no filtro esteja abaixo das calhas que fazem a coleta da água de lavagem, a fim de evitar a perda do material filtrante. Entre o término da aplicação de ar e o início da operação com a água é preciso haver um intervalo que permita a acomodação do meio filtrante e a sedimentação das partículas do filtro.

A introdução de ar no sistema é feita através de sopradores cujas dimensões são definidas em função da vazão de ar, prevendo-se sempre duas unidades, sendo uma delas reserva. A taxa de aplicação será considerada igual a 24 L/s.m² em uma duração em torno de 2 a 3 minutos, com velocidade na tubulação inferior a 20 m/s. É preciso assegurar que a tubulação principal que faz a distribuição de ar esteja sempre acima do nível máximo de água da unidade para que não haja o retorno de água para os sopradores.

A lavagem de ar realizada por sopradores do tipo roots, deverá possuir uma tubulação de saída em aço inoxidável até o fundo de cada filtro. Usualmente é utilizado 1 mca como pressão adicional à profundidade útil do tanque, mais um fator de segurança de 1,4.

Dadas as premissas supracitadas, foi utilizada a metodologia recomendada por Ferreira Filho (2017), e apresentada na **Tabela 3.30**, para o dimensionar da lavagem com ar. Os resultados utilizando a metodologia citada é apresentada na sequência.

Tabela 3.30 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Sistema de Lavagem com Ar

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Vazão de Ar (Para um Filtro): Q_{ar} (L/s)	$Q_{ar} = q_{ar} \cdot A_{filtro}$	Equação 106	$A_{s,filtro}$: Área Superficial de Cada Filtro (m ²); q_{ar} : Taxa de Ar (L/s.m ²).
Diâmetro da Tubulação de Ar: D_{ar} (m)	$D_{ar} = \sqrt{4Q_{ar}/\pi V_{ar}}$	Equação 107	Q_{ar} : Vazão de Ar (Para um Filtro); V_{ar} : Velocidade do Ar (m/s);
Pressão Estática a ser Vencida (Corrigida): $h_{1,c}$ (atm)	$h_{1,c} = (h_1 \cdot FS / 10,34)$	Equação 108	h_1 : Pressão Estática a ser Vencida (m); FS: Fator de Segurança.
Pressão Absoluta de Saída (atm):	$P = h_{1,c} + 1$	Equação 109	$h_{1,c}$: Pressão Estática a ser Vencida (Corrigida).

Fonte: Consórcio, 2021.

- Taxa de Ar:..... 15,00 L/s.m²;
- Área Superficial de Cada Filtro 24,25 m²;
- Vazão de Ar (Para um Filtro) 363,75 L/s;
- Velocidade do Ar 20,00 m/s;
- Diâmetro da Tubulação de Ar 0,152 m;
- Diâmetro da Tubulação de Ar (Adotado) 0,200 m;
- Pressão Absoluta de Entrada 0,916 atm;
- Pressão Estática a Ser Vencida 3,44 m;
- Fator de Segurança 1,4;
- Pressão Estática a Ser Vencida (Corrigida) 0,41 atm;
- Pressão Absoluta de Saída 1,47 atm.

Na lavagem realizado em contra corrente a água deve ser retirada, a partir de calhas instaladas no interior de cada filtro, com funcionamento basicamente hidráulico. Anteriormente, esses elementos acessórios eram essencialmente feitos de concreto armado e localizadas, preferencial, no centro ou lateral do filtro, hoje, as calhas podem ser confeccionadas em fibra de vidro reforçada ou material plástico, o que permite um maior número de calhas e diferentes tipos de arranjo. Porém, segundo Ferreira Filho (2017), estes elementos devem seguir recomendações listadas a seguir:

- Sua relação ao meio filtrante deve ser tal que não permita perda de material, conforme **Equação 110**;
- Para existir uniformidade na coleta de água de lavagem, a área de filtração deve ser suficientemente coberta pelas calhas, seguindo a **Equação 111**;

Em que:

$$(0,5L + D) \leq H_0 \leq (L + D) \text{ Equação 110}$$

$$1,5H_0 \leq S \leq 2,5H_0 \text{ Equação 111}$$

- L: Altura do Meio Filtrante(m);
- D: Altura da Calha De Água De Lavagem (m);
- H0: Altura Entre a Borda Superior da Calha de Água de Lavagem e o Topo do Material Filtrante (m).
- S: Espaçamento Entre as Calhas (m).

A **Tabela 3.31** mostra a rotina de dimensionamento utilizada para o dimensionamento da calha de coleta e seu posicionamento. Os resultados do elemento são apresentados na sequência.

Tabela 3.31 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento das Calhas dos Filtros

Parâmetro calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Dimensionamento das Calhas de Coleta		
Vazão por Calha: Q_{calha} (m ³ /s)	$Q_{calha} = Q_{al2} / N_{calhas}$	Equação 112 Q_{al2} : Vazão da Água de Lavagem por Filtro (m ³ /s); N_{calhas} : Número de Calhas por Filtro (und.).
Altura Máxima da Água na Calha: h_{calha} (m ³ /s)	$h_{calha} = (Q_{calha} / kb)^{2/3}$	Equação 113 Q_{calha} : Vazão por Calha (m ³ /s); k: Coeficiente; b: Largura da Calha (m).
Posicionamento das Calhas de Coleta		
Posicionamento (Adotado): H_0 (m)	$(0,5L + D) \leq H_0 \leq (L + D)$	Equação 114 L: Altura do Meio Filtrante (m); D: Altura da Calha (m).
Espaçamento Entre as Calhas: S (m)	$1,5H_0 \leq S \leq 2,5H_0$	Equação 115 S: Posicionamento (Adotado) (m).

Fonte: Consórcio, 2021.

- Parâmetros de Projeto das Calhas de Coleta da Água de Lavagem:
 - Número De Calhas Por Filtro 2 unidades;
 - Vazão Por Calha 0,152 m³/s;

- Coeficiente K 1,38;
- Largura Da Calha (Adotada) 0,50 m;
- Altura Máxima da Água na Calha 0,36 m;
- Altura da Calha (Adotada) 0,50 m;
- Posicionamento da Calha de Água de Lavagem:
 - Altura do Meio Filtrante 0,75 m;
 - Posicionamento Adotado:
 - Em Relação à Altura: 1,04 m;
 - Em Relação à Parede (Eixo da Calha): 1,35 m.

De acordo com Ferreira Filho (2017), os diâmetros das tubulações de saída de água filtrada, são determinados em função das velocidades, compatíveis com o número de unidades de filtração em operação, onde admitiu-se uma velocidade máxima igual a 1,20 m/s. Considerando apenas quatro filtros em operação. Sendo assim o diâmetro adotado para a tubulação de saída de cada filtro foi de 400 mm em FºFº, projetada para conduzir vazão máxima de 0,100 m³/s, a uma velocidade de 0,80 m/s. o Resumo desta tubulação está apresentada na **Tabela 3.32** a seguir. A metodologia de dimensionamento é encontrada no **item 3.4.4**.

Tabela 3.32 – Tubulação de Saída do Filtro

Vazão	Vazão (L/s)	Diâmetro (mm)	Material	Extensão (m)	Cotas (m)		Velocidade de Escoamento (m/s)	Perda de Carga Distribuída (m)	Perda de Carga Localizada (m)
					Montante	Jusante			
Média	393,27	400,00	FºFº	4,57	71,15	70,95	0,78	0,01	0,19
Máxima	401,71	400,00	FºFº	4,57	71,15	70,95	0,80	0,01	0,19

Fonte: Consórcio, 2021.

A tubulação descrita anteriormente irá alimentar uma câmara vertedora de saída, projetada com a cota da crista do vertedor igual a lâmina mínima de 0,10 m acima do leito filtrante de cada filtro. Essa câmara vertedora tem como objetivo manter um nível d'água mínimo em cada filtro.

Com a metodologia, apresentada no **item 3.3.4**, foi dimensionado o vertedor de saída dotado das características expostas a seguir.

- Vertedores de Saída (Câmara Vertedora):
 - Vazão de Projeto (Vazão Máxima) 0,402 m³/s;
 - Número de Filtros 4,00 unidades;
 - Número de Vertedores por Filtro 1,00 unidade;
 - Número de Filtros Funcionando 4,00 unidades;
 - Vazão por Vertedor 0,100 m;
 - Carga no Vertedor (adotada) 0,10 m;
 - Largura no Vertedor 1,75 m;
 - Altura no vertedor (adotada) 0,30 m.

Os vertedores dos seis filtros deverão abastecer um canal retangular de saída de 1,90 m de largura e 28,27 m de extensão que por fim abastecerá uma câmara de carga com nível d'água situado na cota 70,51 m. O canal, dimensionado com a metodologia apresentada no **item 3.3.4**, tem suas principais características citadas a seguir.

- Canal de Saída dos Filtros:
 - Vazão de Projeto (Vazão Máxima) 0,402 m³/s;
 - Número de Canais 1 unidade;
 - Vazão do Canal 0,402 m³/s;
 - Largura do Canal 1,90 m;
 - Declividade 0,005 m/m;
 - Altura do Líquido 0,148 m;
 - Área 0,287 m²;
 - Perímetro Molhado 2,20 m;
 - Raio Hidráulico 0,130 m.

3.3.11 Adutora de Gravidade (ETA – EEAT01)

O líquido clarificado, acumulado na câmara de carga projetado a jusante do canal de saída dos filtros, será conduzido, através de uma adutora com tubulações em série, por gravidade. A tubulação dividida em Três trechos, onde o primeiro trecho possui o diâmetro de 600mm e é composto em FoFo, o segundo trecho possui o diâmetro externo de 710mm e diâmetro interno de 625,80 é composto de PEAD, e o último trecho de 700mm de diâmetro volta a ser composto em FoFo. Ao todo a adutora, com chegada na EEAT01, possui uma extensão 193,80 m e um diâmetro equivalente de 677,29.

Seguindo a metodologia já apresentada no **item 0**, a **Tabela 3.33** apresenta o resumo dos resultados do dimensionamento da tubulação.

Tabela 3.33 – Resumo da Adutora de Gravidade (ETA – EEAT01)

Vazão	Trecho	Vazão (L/s)	Diâmetro (mm)	Material	Extensão (m)	Cotas (m)		Velocidade de escoamento (m/s)	Perda de carga distribuída (m)	Perda de carga localizada (m)
						Montante	Jusante			
Média	01	393,27	600,00	FoFo	3,04	70,51	-	1,39	0,45	0,55
	02	393,27	625,80	PEAD	185,89	-	-	1,28		
	03	393,27	700	FoFo	4,87	-	66,89	1,02		
Máxima	01	401,71	600,00	FoFo	3,04	70,51	-	1,42	0,46	0,57
	02	401,71	625,80	PEAD	185,89	-	-	1,31		
	03	401,71	700	FoFo	4,87	-	66,89	1,04		

Fonte: Consórcio, 2021.

3.3.12 Desinfecção

A desinfecção representa uma etapa importante no processo de tratamento, responsável pela eliminação dos microrganismos. O processo de desinfecção pode ser realizado através de agentes físicos ou agentes químicos. A eficiência de desinfecção depende de vários fatores: i) das características da água; ii) do microrganismo a ser inativado (cada grupo de microrganismo possui uma resistência à desinfecção); e iii) das características do desinfetante, tal como o potencial de oxidação. Dentre os vários compostos utilizados na desinfecção, os compostos de cloro são os mais utilizados, devido ao seu baixo custo e, principalmente, a possibilidade de conferir à água uma concentração residual para que a água seja distribuída por toda rede com segurança.

Os agentes físicos, por sua vez, apresentam ação referenciada à energia de radiação, destacando-se a radiação UV, a radiação gama, e radiação solar. Segundo Di Bernardo e Dantas (2005) para serem empregados nas ETAs, os desinfetantes devem apresentar as seguintes características:

- Destruir microrganismos patogênicos;
- Oferecer condições seguras de transporte, armazenamento, manuseio e aplicação na água;
- Determinar sua concentração na água, por meio de experimentos laboratoriais;
- Produzir residual persistente na água, assegurando sua qualidade contra eventuais contaminações nas diferentes partes do abastecimento;
- Não ser tóxico ao ser humano ou aos animais.

No projeto básico foi adotado cloro, que na sua forma gasosa, em contato com a água sofre reação e gera o ácido hipocloroso o qual posteriormente se dissocia em íon hipoclorito. O somatório das concentrações desses dois compostos é denominado de cloro residual livre e a prevalência de uma espécie ou outra depende do pH. É sabido que o ácido hipocloroso possui um maior potencial oxidante e que, portanto, a predominância do mesmo no processo leva a uma maior eficiência de desinfecção, sendo recomendado que a desinfecção seja feita em pH inferior a 8,0. Para o dimensionamento da dosagem de cloro, foi adotada a rotina recomendada por Ferreira Filho (2017), que está apresentada na **Tabela 3.34** apresentada a seguir.

Tabela 3.34 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento da Desinfecção por Cloro Gasoso

Parâmetro calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Estimativa do Consumo do Reagente		
Consumo Mássico do Cloro: C_m (Kg/dia)	$C_m = \left(\frac{D}{1000} \right) \cdot Q \cdot 86.400 / E$	Equação 116 D: Dosagem de Cloro (mg/L); Q: Vazão de Projeto (m³/s); E: Eficiência (%).
Dias de Autonomia: D (dias)	$D = (N_{cilindros} \cdot C_c) / C_m$	Equação 117 Cc: Capacidade de um Cilindro (kg/und); Ncilindros: Número de Cilindros (und./mês); C _m : Consumo Mássico (kg/dia).
Consumo da água de serviço		
Consumo Mássico na Pós-Cloração: C_{mf} (kg/dia)	$C_{mf} = (C_m / 24) / F_s$	Equação 118 C _m : Consumo Mássico do Cloro (Kg/dia); F _s : Fator de segurança.
Vazão do Cloro Diluído na Pós-Cloração: C_d (L/s)	$C_d = C_m / C_{ca}$	Equação 119 C _m : Consumo Mássico na Pós-Cloração (kg/dia); C _{ca} : Concentração de cloro na água de arraste (kg/m³).
Volume utilizado de água de serviço na pós-cloração: VS (m³)	$VS = 24 \cdot C_d$	Equação 120 C _d : Vazão do Cloro Diluído na Pós-Cloração (L/s)

Fonte: Consórcio, 2021.

O sistema de dosagem e aplicação do cloro gasoso deverá ser efetuado de forma automatizada, através de dosadores capazes de aplicar o produto em quantidades compatíveis com a qualidade da água a ser desinfetada, bem como de forma a garantir uma concentração de cloro residual compatível com as normas técnicas e recomendações sanitárias.

É importante destacar que, caso o número de cilindros dê um valor não inteiro, adota-se o inteiro melhor ajustado. Os resultados estão apresentados a seguir

- **Resumo do Consumo do Cloro:**
 - Vazão de Projeto (Média) 0,393 m³/s;
 - Vazão Máxima de Projeto (Máxima) 0,402 m³/s;
 - Dosagem da Pós-Cloração (Média) 2,50 mg/L;
 - Dosagem da Pós-Cloração (Máxima) 5,00 mg/L;
 - Eficiência 74 %;
 - Consumo Mássico na Pós-Cloração:
 - Médio 114,79 Kg/dia;
 - Máximo 234,51 kg/dia.
 - Capacidade de Um Cilindro 900,00 kg/und;
 - Número de Cilindros 3+3R;
 - Dias de Autonomia (Adotada):
 - Médio 23,00 dias;
 - Máximo 11,00 dias.
- **Consumo da Água de Serviço:**
 - Fator de Segurança 0,80;
 - Consumo mássico na pós-cloração:
 - Médio 5,97 kg/dia;
 - Máximo 12,21 kg/dia.
 - Concentração de cloro na água de arraste 3,50 kg/m³;
 - Vazão do Cloro Diluído na Pós-Cloração:
 - Médio 0,97 L/s;
 - Máximo 0,47 L/s.
 - Volume utilizado de água de serviço na pós-cloração:
 - Médio 41,00 m³;
 - Máximo 83,75 m³.

3.3.13 Tanque de Regularização (Existente)

Especificado no projeto básico, será utilizado o tanque de regularização existente da ETA Jucurutu para o acúmulo e homogeneização das descargas dos decantadores e lavagens dos filtros que devem ocorrer em momentos diferentes. O tanque pré existente de formato retangular, com 36,85 m de comprimento e 6,35 m de largura, possui cinco compartimentos com um volume útil total de 335,43m³, volume suficiente para receber os efluentes do decantador e filtros, visto que, descarregarão 74,88m³ e 181,86 m³ respectivamente.

De modo a evitar a sedimentação no fundo do tanque, serão utilizados agitadores mecanizados do tipo turbina em 04 dos 05 compartimentos do tanque. De acordo com Metcalf & Eddy(2016), a mistura contínua é essencial em tanques de esperas no quais os sólidos devem ser mantidos em suspensão. Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011), para a correta mistura do líquido com o sólido, é necessária a potência de 10 W/m³. Para efeito de dimensionamento, foi utilizado agitadores de turbina da marca Sulzer e modelo XRW 2121 – PA 18/4 – 60 Hz, apresentado na **Figura 3.5**.

Figura 3.5 – Misturador Submersível XRW 2121



Fonte: Sulzer, 2021

Na **Tabela 3.35** é apresentada a metodologia de dimensionamento, com os resultados apresentados logo em seguida.

Tabela 3.35 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Tanque de Regularização Existente

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Volume do Compartimento: $V(m^3)$	$V = L \cdot C \cdot h$	Equação 121	L: Largura Útil do Compartimento (m); C: Comprimento Útil do Compartimento(m); h: Altura Útil do Compartimento (m).
Potência Requerida do Agitador: $P_R (w)$:	$P_R = 10V$	Equação 122	M_t : Massa total (kg); T_d : Percentual de sólidos (%); p : Massa específica do sólido (kg/m^3).
Volume Útil Total do Tanque: $V_T (m^3)$:	$V_T = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$	Equação 123	V_1 : Volume do Compartimento 01(m^3); V_2 : Volume do Compartimento 02 (m^3); V_3 : Volume do Compartimento 03 (m^3); V_4 : Volume do Compartimento 04 (m^3); V_5 : Volume do Compartimento 05 (m^3).
Potência Requerida do Misturador: $P_R (w)$	$P_R = 10V$	Equação 124	V: Volume do Compartimento (m^3).

Fonte: Consórcio, 2021.

- Número de Compartimentos: 5,00 unidades;
- Volume Útil:
 - Compartimento 01 65,05 m^3 ;
 - Compartimento 02 64,55 m^3 ;
 - Compartimento 03 66,00 m^3 ;
 - Compartimento 04 72,32 m^3 ;
 - Compartimento 05 67,50 m^3 .
- Potência Requerida do Misturador:

- Compartimento 01 650,46 w;
- Compartimento 02 645,51 w;
- Compartimento 03 660,03 w;
- Compartimento 04 723,24 w;
- Número de Misturador por Compartimento:
 - Compartimento 01 1,00 unidade;
 - Compartimento 02 1,00 unidade;
 - Compartimento 03 1,00 unidade;
 - Compartimento 04 1,00 unidade;
 - Compartimento 05 0,00.
- Modelo Sugerido Utilizado:
 - Compartimento 01 XRW 2121 – PA 18/4;
 - Compartimento 02 XRW 2121 – PA 18/4;
 - Compartimento 03 XRW 2121 – PA 18/4;
 - Compartimento 04 XRW 2121 – PA 18/4;
 - Compartimento 05 Nenhum.
- Potência Adotada de Cada Misturador: 1,44 kW;
- Volume Útil Total do Tanque: 335,43 m³.

Como pode ser observado nos resultados observados para o tanque de regularização existente, o compartimento 05 não terá misturador, já que servirá como poço de sucção para as bombas submersíveis da elevatória de lodo 01. Este equipamento que recalcará o lodo do tanque para os adensadores esta apresentado a seguir no **item 3.3.14**.

3.3.14 Estação Elevatória de Lodo 01

Para destinar o volume acumulado no tanque de regularização existente, o projeto básico previu dois conjuntos moto bomba do tipo submersível, sendo um deles reserva, que recalcarão o lodo equalizado até a fase seguinte de adensamento. Como demonstrado no **item 3.3.13**, o volume destinado ao tanque de regularização foi ampliado de maneira expressiva, onde o volume máximo de 1.144,41 m³/dia previsto na fase de projeto básico foi revisto para 2.351,73 m³/dia, de tal modo que será necessário substituir as bombas previstas, além de ampliar o diâmetro da adutora de 100 para 150 mm, visto que utilizar a tubulação prevista anteriormente, traria um gasto de energia desnecessário devido a um aumento de perdas na tubulação.

Na sequência, da **Tabela 3.36** até a **Tabela 3.37** é apresentado os resultados obtidos para o sistema de adução de lodo, conforme metodologia já apresentada no **item 3.4**. Para efeito de dimensionamento foi utilizada o conjunto motobomba do tipo submersível da marca KSB e modelo KRT E 100-251, com rotor de 220 mm.

Tabela 3.36 - Parâmetros Básicos do Sistema de Adução

Período de Funcionamento (h/dia)	Quantidade de Conjuntos	Vazão máxima– Q (L/s)	Vazão por conjunto motobomba (L/s)	Altura Manométrica (mca)	Potência Consumida (CV)	Rendimento (%)	Rotação (rpm)
24,00	1+1R	27,21	27,21	16,34	12,81	66,00	1.750

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.37 – Características da Adutora de Recalque

Diâmetro Nominal (mm)	Material	Extensão (m)	Cotas (m)		Velocidade de escoamento (m/s)	Perda de carga distribuída (m)
			Montante	Jusante		
150	FoFo	116,72	59,74	71,80*	1,54	1,94

* Cota considerando a cota da geratriz superior do tubo na sua chegada mais 3,00m de folga.

Fonte: Consórcio, 2021.

3.3.15 Adensadores Contínuos

Como citado previamente, o lodo encaminhado da tanque de regularização existente pela elevatória 01, segue para os adensadores contínuos de forma equitativa. Segundo Ferreira Filho (2017), o lodo produzido nos decantadores apresenta teores de sólidos, em geral inferiores a 1,0 %. Desta maneira, é requerido que o líquido passe por mais duas etapas, denominadas de adensamento e desidratação, cuja função é elevar a concentração de sólido para melhor manuseio.

O processo de adensamento no Brasil, é realizado comumente por adensadores por gravidade ou por adensadores mecanizados. Tanto o adensador por gravidade, quanto o mecanizado possuem o seu formato circular com operação relativamente simples. Quando operados de modo adequado, esse tipo de adensador deve possuir uma taxa de captura entre 85 a 95%, gerando lodo com a concentração de 2% a 3% no fundo do tanque. O líquido clarificado sobrenadante, resultado da separação do líquido e o sólido, deverá verter numa calha, instalada nas paredes do adensador de forma radial, e ser direcionado para o tanque de água recuperada.

Segundo Sperling(1997), o funcionamento do adensador é dado pela sedimentação, onde a elevada concentração de sólidos tende a formar um manto quando sedimentados, que pendem a se movimentar para baixo movendo o líquido clarificado para cima, devendo este ser removido por um vertedor periférico.

Segundo Ferreira Filho (2017), o processo de adensamento mecanizado, para ocorrer de maneira satisfatória, o lodo afluente deve ser pré condicionado com polímero, com dosagens usuais em torno de 2 a 6g/kg ST. O processo, se realizado de modo adequado, é tão satisfatório que as taxas de captura de sólidos podem chegar a 98%, o que permite que o líquido sobrenadante volte a recircular na planta de tratamento, porém, segundo recomendações da NBR 12209(2011), deverá ser adotado uma taxa de captura de 85,00%, devendo-se adotar uma dosagem de polímeros de 5 g/kg ST e uma taxa hidráulica no intervalo entre 4,0 a 8,00 m³/m².dia.

Segundo o projeto básico os adensadores foram projetados para receber uma vazão contínua de lodo de 1.144,41 m³/dia, contudo, devido a revisão no balanço de massa este volume passou a ser de até 1.175,87 m³/dia, recalcados até os equipamentos por uma tubulação em ferro fundido de 150mm. Dado ao aumento substancial do volume encaminhado até os adensadores, foi necessário o aumento do diâmetro dos adensadores de 10,00m para 14,00m considerando dois adensadores operando paralelamente. A rotina de dimensionamento utilizada, conforme recomendado por Richter (2007), é demonstrada na **Tabela 3.38**.

Tabela 3.38 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Adensadores

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Volume de Lodo por Adensador: V_{L1} (m³)	$V_{L1} = V_{L,aden} / N_{aden}$	Equação 125	N_{aden} : Número de Adensadores em Funcionamento (und.); $V_{L,aden}$: Volume de Lodo para a Recirculação (m³).
Área Útil do Adensador: A (m²)	$A = V_{L1} / q_1$	Equação 126	V_{L1} : Volume de Lodo por Adensador (m³); q_1 : Taxa de lodo (m³/m².dia).
Área Útil do Adensador (Corrigida): A_c (m²)	$A_c = \pi D a^2 / 4$	Equação 127	D : Diâmetro do Adensador (Adotado)(m).
Taxa de Lodo (corrigida): q_c (m³/m².dia)	$q_c = V_{L1} / A_c$	Equação 128	V_{L1} : Volume de Lodo por Adensador (m³); A_c : Área Útil do Adensador (Corrigida) (m²).

Fonte: Consórcio, 2021.

As dimensões encontradas, assim como os valores obtidos para cada condição de funcionamento estão listadas na sequência e na **Tabela 3.39**

Tabela 3.39 – Verificações de Funcionamento dos Adensadores

Condição	Volume total de lodo (m³/dia)	Número de adensadores em funcionamento (und.)	Verificação de taxa de funcionamento (m³/m².dia)
1	1.595,74	2,00	5,18
2	2.351,73	2,00	7,63
3	1.595,74	1,00	10,37
4	2.351,73	1,00	15,27

Fonte: Consórcio, 2021.

- Volume de Lodo para a Recirculação (Vazão Máxima)2.351,73 m³;
- Número de Adensadores em Funcionamento 2,00 unidades;
- Volume de lodo por Adensador 1.175,87 m³;
- Taxa de Lodo8,00 m³/m².dia;
- Área útil do Adensador 146,98 m²;
- Diâmetro do Adensador 13,68 m;
- Diâmetro do Adensador (Adotado)..... 14,00 m;
- Área útil do Adensador (Corrigida) 153,93 m²;
- Taxa de Lodo (corrigida) 7,63 m³/m².dia;

Como demonstrado acima, o dimensionamento dos adensadores levou consideração a operação dos dois adensadores conjuntamente, visto que, considerando apenas um adensador funcionando na vazão máxima, seria necessário um equipamento de 18,00 m de diâmetro.

3.3.16 Estação Elevatória de Lodo 02

O lodo adensado no fundo dos adensadores contínuos devem ser encaminhados continuamente para o sistema de desidratação composto por bags, sendo assim será utilizado três conjuntos moto bombas helicoidais de deslocamento positivo, sendo um deles

reserva, para bombear continuamente uma vazão máxima de lodo de 6,24 L/s por uma tubulação em F_oF_o de 100 mm de diâmetro e 219,76 m de extensão.

Para efeito de dimensionamento da elevatória, foi escolhido o conjunto motobomba da marca Netzsch, do tipo Nemo, modelo NM045BY01L07V, cujas características gerais estão apresentadas na **Tabela 3.40**. Já a linha adutora, tem suas características técnicas resumidas na **Tabela 3.41**. A metodologia utilizada para o dimensionamento desta elevatória está descrita no **item 3.4**.

Tabela 3.40 - Parâmetros Básicos da Estação Elevatória 02

Período de Funcionamento (h/dia)	Quantidade de Conjuntos	Vazão (L/s)	Vazão por conjunto motobomba (L/s)	Altura Manométrica (mca)	Potência Consumida Unitária (CV)	Rotação (rpm)
24,00	2+1R	6,24	3,12	10,20	3,60	302

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.41 - Resumo da Adutora

Período de Funcionamento (h)	Trecho	Diâmetro (mm)	Material	Extensão (m)	Cotas (m)		Velocidade de escoamento (m/s)	Perda de carga distribuída (m)
					Montante	Jusante		
24	Sucção	100,00	FoFo	28,30	63,00	-	0,40	0,002075
24	Recalque (Trecho 01)	100,00	FoFo	7,13	-	-	0,40	0,002075
24	Recalque (Trecho 02)	100,00	FoFo	184,33	-	71,10	0,79	0,007687

* Cota considerando a cota da geratriz superior do tubo na sua chegada mais 3,00m de folga.

Fonte: Consórcio, 2021.

Como mencionado no **item 3.3.15**, o lodo encaminhado até os bags deve ser condicionado por polímero numa dosagem que varia de 2 a 8G/KG ST, tendo a aplicação deste químico devendo ocorrer na adutora de recalque advinda da elevatória de lodo 02 através de um misturador estático instalado na mesma adutora. Após a aplicação, a tubulação deve apresentar um trecho chicaneado de modo que ocorra uma boa mistura do polímero com o lodo.

3.3.17 Desidratação (Bags)

Após a passagem pelos adensadores contínuos, o lodo, com valores de concentração entre 2,0 a 5%, deve passar pela desidratação para assim ser manuseado e descartado de forma adequada. Para Ferreira Filho (2017), os métodos de desidratação naturais mais empregados são o leito de secagem, leitos de drenagem ou bags dotados de membranas do tipo geotêxtil.

Seguindo o projeto básico, foi adotado um sistema de desidratação de lodo utilizando bags com membrana filtrante que devem receber o lodo adensado recalcado por bombas de deslocamento positivo. Esses bags reterão os sólidos em seu interior, expulsando o líquido clarificado por sua membrana filtrante, drenado pela área superficial externa como pode ser observado na **Figura 3.6**.

Figura 3.6 - Desidratação de Lodos



Fonte: Maccaferri, 2020

Segundo Ferreira Filho (2017), a operação deste sistema de desidratação deve utilizar 2 unidades de bag funcionando de forma alternada, onde cada bag é preenchido dia sim, dia não. Uma vez que os bags atinjam sua capacidade máxima, estes devem passar por um período de consolidação 30 dias para em seguida serem abertos, esvaziados e substituídos por novos bags. Tendo em vista que existe este período de consolidação, remoção e substituição, é necessário outros três conjuntos de bags reservas, que devem começar a operar assim que os dispositivos em operação atinjam sua capacidade máxima.

Ainda segundo Ferreira Filho (2017), o lodo deve ser encaminhado para os bags de maneira contínua, onde, para que o desaguamento ocorra de maneira satisfatória, isto é atinja um percentual de sólidos de 22%, é necessário o condicionamento do fluido por polímeros. Como citado em itens anteriores, a aplicação deste químico, ocorre na tubulação que recalca o lodo até os bags, com dosagens na faixa de 2 a 8G/KG ST, por um misturador estático.

Na **Tabela 3.42** é apresentada a metodologia de dimensionamento recomendada por Ferreira Filho (2017), enquanto os resultados obtidos são apresentados na sequência.

Tabela 3.42 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Bags

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Massa Total: M_t (kg):	$M_t = M_a \cdot t$	Equação 129	M_r : Massa de Sólidos Retida nos Bags por Dia (kg/dia); t : Tempo de Funcionamento (dias).
Volume de lodo produzido: V_b (m³).	$V_b = \frac{100 \cdot M_t}{T_d \cdot \rho}$	Equação 130	M_t : Massa total (kg); T_d : Percentual de sólidos (%); ρ : Massa específica do sólido (kg/m³).
Volume De Lodo Produzido: V_b (m³):	$V_b = \frac{100 \cdot M_t}{T_d \cdot \rho}$	Equação 131	M_t : Massa total (kg); T_d : Teor de sólidos (%); ρ : Massa Específica Do Sólido (kg/m³).
Volume Útil dos Bags em Operação: $V_{b,o}$ (m³):	$V_{b,o} = N_{b,o} \cdot V_u$	Equação 132	$N_{b,o}$: Número De Bags Em Operação(und.); V_u : Volume Unitário do Bag (m³).
Tempo de Operação dos Bags: t_2 (dias)	$t_2 = \frac{V_{b,o}}{V_b/30}$	Equação 133	V_b : Volume De Lodo Produzido (m³); $V_{b,o}$: Volume Útil dos Bags em Operação (m³).

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Tempo De Ciclo Total Dos Bags (dias):	$t_t = t_2 + t_3$	Equação 134	t_2 :Tempo de Operação dos Bags (dias); t_3 :Tempo de Consolidação dos Bags Preenchidos (dias):

Fonte: Consórcio, 2021.

- Massa de Sólidos Retida nos Bags por Dia:
 - Vazão Média 4.383,94 kg/dia;
 - Vazão Máxima..... 10.952,25 kg/dia;
- Tempo de Funcionamento 30,00 dias;
- Massa Total:
 - Vazão Média 328.567,50 kg/dia;
 - Vazão Máxima..... 10.952,25 kg/dia;
- Percentual de Sólidos22,00 %;
- Massa Específica do Sólido 1.150,00 kg/m³;
- Volume de Lodo Produzido:
 - Vazão Média 131.518,20 kg/dia;
 - Vazão Máxima..... 328.567,50 kg/dia;
- Volume Unitário dos Bags.....281,00 m³;
- Número de Bags em Operação..... 2,0 unidades;
- Número de Bags Reserva 6,00 unidades;
- Volume Útil dos Bags em Operação562,00 m³;
- Tempo de Operação dos Bags em Operação:
 - Vazão Média 32,00 dias;
 - Vazão Máxima..... 13,00 dias;
- Tempo de Consolidação dos Bags Preenchidos..... 30,00 dias;
- Tempo de Ciclo Total dos Bags:
 - Vazão Média 62,00 dias;
 - Vazão Máxima..... 43,00 dias.

3.3.18 Tanque de Água Recuperada

A água clarificada, advinda dos adensadores e dos bags, serão transportados por gravidade até um tanque enterrado projetado, de formato cilíndrico, previsto no projeto básico e adequado para as novas vazões encontradas no **item 3.3.2**. O novo tanque, com diâmetro de 5,20 m, também deverá funcionar com poço de sucção para a elevatória de água recuperada, dimensionado para conter uma vazão máxima total de 0,036 L/s num período de 30 min mais um volume de segurança de 35% de 22,68 m³.

O tanque terá uma altura útil de 4,00 m, com nível d'água máximo situado na cota 1,65 m abaixo do nível do terreno. A cota utilizada para o N.A. máximo, deve-se ao fato do tanque receber água clarificada efluente da desidratação por gravidade. Caso o tanque fosse implantado em cotas superiores, seria necessário elevar todo o platô dos bags, ocasionando numa movimentação de terra muito mais dispendiosa.

Os cálculos utilizados para o dimensionamento do tanque elevado de clarificação estão apresentados na **Tabela 3.43**, enquanto os resultados obtidos são apresentados na sequência.

Tabela 3.43 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Tanque de Água Recuperada

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Volume Total De Água Clarificada: V_t (m³/d)	$V_T = Q_{ar2} + Q_{ar3}$	Equação 135	Q_{ar2} : Vazão de Água Clarificada Dos Adensadores (m³/dia); Q_{ar3} : Vazão de Água Clarificada Afluente dos Bags (m³/dia).
Vazão de Água Recuperada para o Tanque: $Q_{l,rec}$ (m³/s)	$Q_{l,rec} = V_T / 86.400$	Equação 136	V_t : Volume Total De Água Clarificada (m³/d).
Volume Útil do Tanque de Água Recuperada: $V_{u,r}$ (m³)	$V_{u,r} = Q_{l,rec} \cdot t$	Equação 137	t : Tempo de Detenção (s); $Q_{l,rec}$: Vazão de Água Recuperada para o Tanque (m³/s).
Volume de Segurança: VS (m³)	$VS = 0,35V_{u,r}$	Equação 138	$V_{u,r}$: Volume Útil do Tanque de Água Recuperada (m³).
Volume Útil do Tanque de Água Recuperada Corrigido: $V_{u,a,r}$ (m³)	$V_{u,a,r} = V_{u,r} + VS$	Equação 139	$V_{u,r}$: Volume Útil do Tanque de Água Recuperada (m³); VS : Volume de Segurança (m³).
Área do Tanque: A (m²)	$A = V_{u,a,r} / h$	Equação 140	$V_{u,a,r}$: Volume Útil do Tanque de Água Recuperada Corrigido (m³); h : Altura Útil do Tanque (m).
Diâmetro do Tanque: D (m):	$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$	Equação 141	A : Área do Tanque (m²).
Área do Tanque (corrigido): A_c (m²)	$A_c = \pi D_a^2 / 4$	Equação 142	D : Diâmetro do Tanque (Adotado) (m).
Volume Útil Total do Tanque (corrigido): V_{t1} (m³)	$V_{t1} = h \cdot A_c$	Equação 143	A_c : Área do Tanque (corrigido) (m²); h : Altura Útil do Tanque (m).

Fonte: Consórcio, 2021.

- Volume Total De Água Clarificada (Vazão Máxima) 2.307,92 m³/dia;
- Vazão de Água Recuperada para o Tanque (Vazão Máxima) 0,036 m³/s;
- Tempo de Detenção..... 1.800,00 s;
- Volume Útil do Tanque de Água Recuperada 68,80 m³;
- Volume de Segurança..... 22,68 m³;
- Volume Útil do Tanque de Água Recuperada (Corrigido) 87,48 m³;
- Diâmetro do Tanque (Adotado)..... 5,20 m;
- Área do Tanque (corrigido) 21,23 m²;
- Volume Útil Total do Tanque (corrigido)..... 84,92 m³.

3.3.19 Estação Elevatória de Água Recuperada

Bem como apontado nos itens anteriores, toda água clarificada recuperada no tratamento de lodo será reunida em um único ponto denominado de tanque de água recuperada, devendo o líquido retornar para o início do tratamento a montante da calha parshall. Para esta destinação ocorrer, será utilizado um sistema de recalque denominado de estação elevatória de água recuperada, projetado para recalcar o líquido clarificado, de forma contínua, por dois conjuntos motobombas do tipo submersível, sendo um deles reserva.

Anteriormente no projeto básico o conduto forçado foi projetado para conduzir uma vazão de 15,53 L/s, contudo devido a revisão no balanço de massa a vazão de recirculação deverá ser ampliada para 26,71 L/s, e transportada através de uma tubulação de 150 mm, em FºFº, por uma extensão de 53,91m até a montante da Calha Parshall.

Para efeito de dimensionamento, foi escolhido um conjunto motobomba da marca KSB, modelo KRT E 100-251, com rotor de 220,00 mm, cujas características gerais estão apresentadas na **Tabela 3.44**. As características de sua linha adutora estão resumidas na **Tabela 3.45**. Por se tratar de uma estação de bombeamento, a metodologia de dimensionamento segue os mesmos critérios apresentados no **item 3.2**.

Tabela 3.44 - Parâmetros Básicos da Estação Elevatória de Água Recuperada

Período de Funcionamento (h/dia)	Quantidade de Conjuntos	Vazão (L/s)	Vazão por conjunto motobomba (L/s)	Altura Manométrica (mca)	Potência Consumida Unitária (CV)	Rotação (rpm)
24,00	1+1R	26,71	26,71	24,12	15,05	1.750,00

Fonte: Consórcio, 2021.

Tabela 3.45 - Resumo da Adutora

Vazão de recalque (L/s)	Diâmetro (mm)	Material	Extensão (m)	Cotas (m)		Velocidade de escoamento (m/s)	Perda de carga distribuída (m)
				Montante	Jusante		
26,71	150,00	FºFº	53,91	59,15	80,30*	1,51	0,86

* Cota considerando a cota da geratriz superior do tubo na sua chegada mais 3,00m de folga.

Fonte: Consórcio, 2021.

3.3.20 Reagentes Químicos

Além do cloro utilizado na desinfecção, serão utilizadas outras substâncias químicas para otimizar a eficiência do tratamento e corrigir discrepâncias ocasionadas pela qualidade do efluente, são elas: (1) Cloreto de polialumínio – Coagulação; (2) Hidróxido de Sódio - ajuste de pH; (3) Ácido fluossílico – Fluoretação, e (4) Polímeros – Condicionamento. Esses elementos serão acondicionados em locais específicos, junto à casa de química existente e a casa de química projetada, conforme estabelecido na fase de projeto básico e ajustado na presente etapa.

A utilização dos reagentes químicos supracitados em algumas etapas do tratamento, tem como imprescindível dimensionar, de modo adequado, o consumo, a estocagem, o preparo e a aplicação de tais produtos. Cada reagente químico utilizado será melhor descrito nos subitens a seguir.

3.3.20.1 Coagulação – Cloreto de Polialumínio

Para o dimensionamento do volume do reagente, foi utilizada a rotina de cálculos sequenciada na **Tabela 3.46**, com os resultados obtidos apresentados logo em seguida.

Tabela 3.46 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Consumo de Cloreto de Polialumínio

Parâmetro calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Estimativa do Consumo do Reagente na pós alcalinização		
Demanda da Solução Comercial: D ₂ (mg/L)	$D_2 = D_1 / C$	Equação 144 D ₁ : Dosagem do Reagente (mg/L); C: Concentração da Solução Comercial (%).
Consumo Mássico da Solução Comercial: C _m (Kg/dia)	$C_m = (D_2 / 1000) \cdot Q \cdot 86.400$	Equação 145 D ₂ : Demanda da Solução Comercial (mg/L); Q: Vazão de Projeto (m³/s).
Consumo Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia)	$C_v = C_m / Y_{SC}$	Equação 146 C _m : Consumo Mássico da Solução Comercial (kg/dia); Y _{SC} : Massa Específica da Solução Comercial (kg/m³).
Bombas Dosadoras		
Vazão Unitária (min.): Q _d (L/h):	$Q_d = (1000 \cdot C_v) / 24$	Equação 147 C _v : Consumo Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia).
Tanque de Armazenamento da Solução Comercial		
Tempo de Armazenamento: t (d)	$t = (N_{tanques} \cdot V_{tanque}) / C_v$	Equação 148 C _v : Consumo Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia); N _{tanques} : Número de Tanques (und.); V _{tanque} : Volume do Tanque (m³).

Fonte: Consórcio, 2021.

- Resumo do Consumo do Cloreto de Polialumínio:
 - Vazão de Projeto:
 - Mínima.....0,375 m³/s;
 - Média.....0,393 m³/s;
 - Máxima0,402 m³/s;
 - Concentração da Solução Comercial 10,00 %;
 - Massa Específica da Solução Comercial 1.340,00 kg/m³;
 - Dosagem do Reagente:
 - Mínima..... 10,00;
 - Média..... 50,00;
 - Máxima 100,00;
 - Consumo Mássico da Solução Comercial:
 - Mínimo..... 324,00 m³/dia;
 - Médio..... 1.698,93 m³/dia;
 - Máximo 3.470,86 m³/dia;
 - Consumo Volumétrico da Solução Comercial:

- Mínimo..... 0,24 m³/dia;
 - Médio..... 1,27 m³/dia;
 - Máximo 2,59 m³/dia;
- Resumo das Bombas Dosadoras:
 - Quantidade de Bombas..... 1+2R;
 - Vazão Unitária:
 - Mínima..... 10,07 L/h;
 - Média..... 52,83 L/h;
 - Máxima 107,92 L/h;
 - Diâmetro da Tubulação:
 - Sucção 15,00 mm;
 - Recalque 15,00 mm.
 - Velocidade (Vazão Máxima):
 - Sucção 0,17 m/s;
 - Recalque 0,17 m/s.
 - Cota de NA de Montante:..... 64,20 m;
 - Cota de NA de Jusante (G. Superior com Folga de 3,00m): 78,48 m;
 - Altura Manométrica (Vazão Máxima): 17,57 m;
 - Bomba Sugerida:
 - Marca..... Prominent;
 - Modelo..... Sigma 2/B.
- Resumo dos Tanques de Cloreto de Polialumínio:
 - Número de Tanques..... 2,00 unidades;
 - Volume do Tanque 20,00 m³;
 - Tempo de Armazenamento de Acordo com o Consumo:
 - Mínimo..... 165,43 dias;
 - Médio..... 31,55 dias;
 - Máximo 15,44 dias.

É importante observar que como não foram fornecidos os dados das bombas dosadoras existentes, não sendo possível avaliar se estes equipamentos atendem as novas condições de dosagem, foi considerado novos conjuntos de bombas dosadores de diafragma, utilizando, como base para dimensionamento, a bomba dosadora diafragma Sigma 2/B da Prominent, que pode operar na faixa de vazão entre 8 a 76 L/h.

3.3.20.2 Correção do pH – Hidróxido de Sódio

Para expressarmos a acidez ou alcalinidade da água utilizamos o pH. Segundo Di Bernardo (2009), o controle do parâmetro é vital para a saúde do consumidor, visto que, pH inferiores a 4 ou superiores a 11 podem causar danos, como irritação nos olhos, na pele e nas mucosas, além de poder corroer os metais e comprometer a eficiência da desinfecção da água em processo de finalização de tratamento.

Segundo Alves (2007), quando submetemos a água bruta ao tratamento completo, o pH da água saída dos filtros, normalmente, estará inferior a 6,5, sendo necessária sua correção a fim de permitir a eficiência do processo de desinfecção. Para essa correção, também podendo ser chamada de alcalinização, podem ser utilizados cal, carbonato de sódio e o hidróxido de sódio, sendo este último o previsto pela projeto básico.

O reagente, também conhecido como soda cáustica, pode ser adquirido em escamas ou na forma líquida, fornecido por caminhões tanques. Esse produto químico, deverá ser diluído em água em armazenado em três tanque de resina, com capacidade de 1,50 m³, de onde será encaminhado por dois conjuntos de bombas dosadoras de diafragma, sendo um deles reserva, até o ponto de aplicação na adutora gravítica de 600mm em FoFo que encaminha a água tratada até a EEAT01. Seguindo o projeto básico, foram adotadas as concentrações de 30,00 mg/L e 50,00 mg/L para as condições de vazão média e máxima respectivamente. Para o dimensionamento do volume do reagente, foi utilizada a rotina de cálculos sequenciada na **Tabela 3.47**, com os resultados obtidos apresentados logo na sequência.

Tabela 3.47 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Consumo de Hidróxido de Sódio

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Estimativa do Consumo do Reagente na pós alcalinização			
Demanda da Solução Comercial: D2 (mg/L)	$D_2 = D_1 / C$	Equação 149	D1: Dosagem do Reagente (mg/L); C: Concentração da Solução Comercial (%).
Consumo Mássico da Solução Comercial: Cm (Kg/dia)	$Cm = (D_2 / 1000) \cdot Q \cdot 86.400$	Equação 150	D2: Demanda da Solução Comercial (mg/L); Q: Vazão de Projeto (m³/s).
Consumo Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia)	$Cv = Cm / YSC$	Equação 151	Cm: Consumo Mássico da Solução Comercial (kg/dia); YSC: Massa Específica da Solução Comercial (kg/m³).
Bombas Dosadoras			
Vazão Unitária (min.): Qd (L/h):	$Qd = (1000 \cdot Cv) / 24$	Equação 152	Cv: Consumo Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia).
Tanque de Armazenamento da Solução Comercial			
Tempo de Armazenamento: t (d)	$t = (N_{tanques} \cdot V_{tanque}) / Cv$	Equação 153	Cv: Consumo Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia); Ntanques: Número de Tanques (und.); Vtanque: Volume do Tanque (m³).

Fonte: Consórcio, 2021.

- Resumo do Consumo do Hidróxido de Sódio:
 - Vazão de Projeto:
 - Mínima..... 0,375 m³/s;
 - Média..... 0,393 m³/s;
 - Máxima 0,402 m³/s;
 - Concentração da Solução Comercial 62 %;
 - Massa Específica da Solução Comercial 520,00 kg/m³;
 - Dosagem do Reagente:
 - Mínima..... 30,00;

- Média..... 50,00;
 - Máxima 50,00;
- Demanda da Solução Comercial:
 - Mínimo..... 48,39 mg/L;
 - Médio..... 80,65 mg/L;
 - Máximo 80,65 mg/L;
- Consumo Mássico da Solução Comercial:
 - Mínimo..... 1.567,74 m³/dia;
 - Médio..... 2.772,09 m³/dia;
 - Máximo 2.799,08 m³/dia;
- Consumo Volumétrico da Solução Comercial:
 - Mínimo..... 3,01 m³/dia;
 - Médio..... 5,23 m³/dia;
 - Máximo 5,39 m³/dia;
- Resumo das Bombas Dosadoras:
 - Quantidade de Bombas..... 1+1R;
 - Vazão Unitária:
 - Mínima..... 125,62 L/h;
 - Média..... 218,17 L/h;
 - Máxima 224,29 L/h;
 - Diâmetro da Tubulação:
 - Sucção 15,00 mm;
 - Recalque 15,00 mm.
 - Velocidade:
 - Sucção 0,24 m/s;
 - Recalque 0,24 m/s.
 - Cota de NA de Montante: 64,20 m;
 - Cota de NA de Jusante: 67,80 m;
 - Altura Manométrica (Vazão Máxima): 36,87 m;
 - Bomba Sugerida:
 - Marca..... Prominent;
 - Modelo..... Sigma 2/B.
- Resumo do Tanque de Hidróxido de Sódio:
 - Número de Tanques de Preparo 2,00 unidades;
 - Volume do Tanque 1,50 m³;
 - Tempo de Armazenamento de acordo com o Consumo:
 - Mínimo..... 11,56 horas;
 - Médio..... 6,61 horas;
 - Máximo 6,47 horas.

É importante observar que como não foram fornecidos os dados das bombas dosadoras existentes, não sendo possível avaliar se estes equipamentos atendem as novas condições de dosagem, foi considerado novos conjuntos de bombas dosadores de diafragma, utilizando como base para dimensionamento a bomba dosadora diafragma Sigma 2/B da Prominent, que pode operar na faixa de vazão entre 50,00 a 420,00 L/h.

3.3.20.3 Fluoretação – Ácido Fluossílico

A fluoretação, responsável pela prevenção da cárie dentária, e exigida pela lei nº 6.050/1974, será realizado através do uso do ácido fluossílico aplicado sem diluição, através do recalque realizado por duas bombas dosadoras de diafragma, sendo uma delas reserva que deverão operar numa faixa de vazão entre 0,08-0,11 L/s, sendo necessário o uso de até 138,83 kg por dia do reagente. O ácido, assim como o projeto básico especifica, deverá ser armazenado em 3 bombonas de 1000L. A **Tabela 3.48** demonstra os resultados obtidos no projeto básico e em sua respectiva revisão.

Tabela 3.48 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento do Consumo de Ácido Fluossílico

Parâmetro calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Estimativa do Consumo do Reagente na pós alcalinização		
Demanda da Solução Comercial: D ₂ (mg/L)	$D_2 = D_1 / C$	Equação 154 D ₁ : Dosagem do Reagente (mg/L); C: Concentração da Solução Comercial (%).
Consumo Mássico da Solução Comercial: C _m (Kg/dia)	$C_m = (D_2 / 1000) \cdot Q \cdot 86.400$	Equação 155 D ₂ : Demanda da Solução Comercial (mg/L); Q: Vazão de Projeto (m³/s).
Consumo Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia)	$C_v = C_m / YSC$	Equação 156 C _m : Consumo Mássico da Solução Comercial (kg/dia); YSC: Massa Específica da Solução Comercial (kg/m³).
Bombas Dosadoras		
Vazão Unitária (min.): Q _d (L/h):	$Q_d = (1000 \cdot C_v) / 24$	Equação 157 C _v : Consumo Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia).
Tanque de Armazenamento da Solução Comercial		
Tempo de Armazenamento: t (d)	$t = (N_{tanques} \cdot V_{tanque}) / C_v$	Equação 158 C _v : Consumo Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia); N _{tanques} : Número de Tanques (und.); V _{tanque} : Volume do Tanque (m³).

Fonte: Consórcio, 2021.

- Resumo do Consumo do Ácido Fluossílico:
 - Vazão de Projeto:
 - Mínima..... 0,375 m³/s;
 - Média..... 0,393 m³/s;
 - Máxima..... 0,402 m³/s;
 - Concentração da Solução Comercial 20,00 %;
 - Massa Específica da Solução Comercial 1.250,00 kg/m³;
 - Dosagem do Reagente:
 - Mínima..... 0,60;
 - Média..... 0,70;
 - Máxima..... 0,80;

- Demanda da Solução Comercial:
 - Mínimo..... 3,00mg/L;
 - Médio..... 3,50 mg/L;
 - Máximo..... 4,00 mg/L;
- Consumo Mássico da Solução Comercial:
 - Mínimo..... 97,20 kg/dia;
 - Médio..... 118,92 kg/dia;
 - Máximo..... 138,83 kg/dia;
- Consumo Volumétrico da Solução Comercial:
 - Mínimo..... 0,08 m³/dia;
 - Médio..... 0,10 m³/dia;
 - Máximo..... 0,11 m³/dia;
- Resumo das Bombas Dosadoras:
 - Quantidade de Bombas..... 1+1R;
 - Vazão Unitária:
 - Mínima..... 3,24 L/h;
 - Média..... 3,96 L/h;
 - Máxima..... 4,63 L/h;
 - Diâmetro da Tubulação:
 - Sucção 4,00 mm;
 - Recalque 4,00 mm.
 - Velocidade:
 - Sucção 0,10 m/s;
 - Recalque 0,10 m/s.
 - Cota de NA de Montante:..... 64,20 m;
 - Cota de NA de Jusante: 67,80 m;
 - Altura Manométrica (Vazão Máxima): 16,92 m;
 - Bomba Sugerida:
 - Marca.....Prominent;
 - Modelo.....Concept Plus (CNPb).
- Resumo do Tanque de Ácido Fluossílico:
 - Número de Tanques de Preparo 3,00 unidades;
 - Volume do Tanque 1,00 m³;
 - Tempo de Armazenamento de Acordo com o Consumo:
 - Mínimo..... 38,56 dias;
 - Médio..... 31,53 dias;
 - Máximo..... 27,01 dias.

É importante observar que como não foram fornecidos os dados das bombas dosadoras existentes, não sendo possível avaliar se estes equipamentos atendem as novas condições de dosagem, foi considerado novos conjuntos de bombas dosadores de diafragma, utilizando com base na bomba dosadora diafragma Concept Plus (CNPb) da Prominent, que pode operar na faixa de vazão entre 0,74 a 32,00 L/h.

3.3.20.4 Pré Condicionamento – Polímeros

Assim como citado no item 3.3.15 e 3.3.17, será aplicado polímero nas tubulações de lodo afluente dos adensadores e bags, para condicionamento deste lodo. Segundo Ferreira Filho (2017), as dosagens desse produto devem se situar entre 2,0 e 8,0 g/kg ST, de acordo com

a qualidade do lodo adensado, devendo ser ajustada sempre que necessário. Na **Tabela 3.49** é apresentada a metodologia de dimensionamento recomendada por Ferreira Filho (2017), tendo como dados de entrada as vazões sólidas médias e máximas do lodo encaminhado para os adensadores e bags.

Tabela 3.49 – Equações e Variáveis Utilizadas para o Dimensionamento dos Polímeros

Parâmetro calculado	Equação Utilizada	Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Estimativa do Consumo do Reagente		
Consumo Mássico de Polímero: C (kg/dia)	$C = (Lodo \cdot D) / 1.000$	Equação 159 Lodo: Vazão Sólida do Lodo Encaminhada (kg/dia); D: Dosagem de Polímero (g/L).
Consumo Volumétrico Inicial de Emulsão Preparada: CV (m³/dia)	$CV = C / (Y \cdot Cep)$	Equação 160 C: Consumo Mássico do Polímero (g/L). Y: Massa Específica da Emulsão Preparada (kg/m³); Cep: Concentração de Emulsão Preparada (%).
Bombas Dosadoras		
Vazão Unitária: Qd (L/h)	$Qd = (1000 \cdot Cv) / 8$	Equação 161 Cv: Consumo Volumétrico Inicial de Emulsão Preparada (m³/dia).
Solução Diluída		
Vazão Unitária: Qsd (L/s)	$Qsd = \left(\frac{Cep}{Csd} \right) \cdot Qd / 3600$	Equação 162 Cep: Concentração da Solução Diluída, Em Peso (%); Csd: Concentração da Solução Diluída (%); Qd: Vazão Unitária das Bombas Dosadoras (m³/s).
Consumo de Água de Serviço: Vs(m³/dia)	$Vs = \left(\frac{Qsd}{1000} \right) \cdot 86400$	Equação 163 Qsd: Vazão Unitária(m³/s).

Fonte: Consórcio, 2021.

- Consumo do Polímero (Adensadores):
 - Vazão Sólida do Lodo Encaminhada
 - Médio 5.359,15 kg/dia;
 - Máximo 13.388,57 kg/dia;
 - Dosagem de Polímero 5,00 g/L.
 - Consumo Mássico de Polímero:
 - Médio 26,80 kg/dia;
 - Máximo 66,94 kg/dia;
 - Concentração da Emulsão Preparada 0,20 %;
 - Massa Específica 1.020,00 Kg/m³;
 - Consumo Volumétrico Inicial de Emulsão Preparada:
 - Médio 13,14 m³/dia;
 - Máximo 32,82 m³/dia;
 - Preparador de Polímero:
 - Quantidade 1;
 - Marca Prominent;
 - Modelo Ultromat ULFa AT 2.000.
- Bombas Dosadoras do Polímero (Adensadores):
 - Quantidade de Bombas 1+1R;
 - Vazão Unitária

- Médio..... 547,30 L/h;
 - Máximo 1367,30 L/h;
- Diâmetro da Tubulação:
 - Sucção 27,80 mm;
 - Recalque 27,80 mm.
- Velocidade:
 - Sucção 0,63 m/s;
 - Recalque 0,63 m/s.
- Cota de NA de Montante:..... 65,10 m;
- Cota de NA de Jusante: 68,10 m;
- Altura Manométrica (Vazão Máxima): 3,70 m;
- Bomba Sugerida:
 - Marca.....Prominent;
 - Modelo.....Spectra 6/1500.
- Resumo da Solução Diluída de Polímero (Adensadores):
 - Concentração da Solução Diluída, em Peso 0,2 %;
 - Massa Específica da Solução Diluída: 1.005,00 kg/m³;
 - Vazão Unitária
 - Médio..... 0,15 L/s;
 - Máximo 0,38 L/s;
 - Consumo de Água de Serviço:
 - Médio..... 13,14 m³/dia;
 - Máximo 32,82 m³/dia.
- Consumo do Polímero (Bags):
 - Vazão Sólida do Lodo Encaminhada
 - Médio..... 4.578,05 kg/dia;
 - Máximo 11.437,19 kg/dia;
 - Dosagem de Polímero..... 8,00 g/L.
 - Consumo Mássico de Polímero:
 - Médio..... 36,80 kg/dia;
 - Máximo 91,50 kg/dia;
 - Concentração da Emulsão Preparada 0,20 %;
 - Massa Específica 1.020,00 Kg/m³;
 - Consumo Volumétrico Inicial de Emulsão Preparada:
 - Médio..... 17,95 m³/dia;
 - Máximo 44,85 m³/dia;
 - Preparador de Polímero:
 - Quantidade 1;
 - Marca.....Prominent;
 - Modelo..... Ultromat ULFa AT 2.000.
- Bombas Dosadoras do Polímero (Bags):
 - Quantidade de Bombas..... 1+1R;
 - Vazão Unitária
 - Médio..... 748,05 L/h;
 - Máximo 1.868,82 L/h;
 - Diâmetro da Tubulação:
 - Sucção 27,80 mm;
 - Recalque 27,80 mm.

- Velocidade:
 - Sucção 0,86 m/s;
 - Recalque 0,86 m/s.
- Cota de NA de Montante: 65,10 m;
- Cota de NA de Jusante: 68,10 m;
- Altura Manométrica (Vazão Máxima): 4,29 m;
- Bomba Sugerida:
 - Marca.....Prominent;
 - Modelo.....Spectra 6/5000.
- Resumo da Solução Diluída de Polímero (Bags):
 - Concentração da Solução Diluída, em Peso 0,2 %;
 - Massa Específica da Solução Diluída: 1.005,00 kg/m³;
 - Vazão Unitária
 - Médio..... 0,21 L/s;
 - Máximo 0,52 L/s;
 - Consumo de Água de Serviço:
 - Médio..... 17,95 m³/dia;
 - Máximo 44,85 m³/dia.

3.4 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA TRATADA (EEAT 1) / ADUTORA DE RECALQUE EEAT 1

No dimensionamento das estações elevatórias foi considerado um regime de funcionamento de 20 horas diárias, de modo que o sistema ficará desligado durante as 4 horas correspondentes ao horário de ponta. Nos cálculos dessas estações, faz-se necessário, preliminarmente, considerar alguns parâmetros básicos, como a extensão do trecho de sucção (L_s), extensão do trecho de recalque (L_r), diâmetro da tubulação, e as cotas de montante e de jusante, para a determinação da altura manométrica de recalque. De posse dos dados de entrada, é iniciada a rotina de dimensionamento, conforme equações apresentadas na **Tabela 3.50**.

Tabela 3.50 - Equações e variáveis utilizadas no dimensionamento das estações elevatórias de água bruta e água tratada

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Velocidade média no recalque	$Q = V \times A$	Equação 164	Q: Vazão de recalque (m³/s); A: Área da seção de escoamento (m²).
Altura geométrica	$H_g = H_m - H_j$	Equação 165	Hm: Cota de Montante (m); Hj: Cota de Jusante (m); Hg: Altura geométrica (m).
Perdas de carga localizadas (*)	$h_{s,r} = K \times \frac{V^2}{2 \times g}$	Equação 166	hs: Perdas de carga localizadas na sucção (m); hr: Perdas de carga localizadas no recalque (m); K: Coeficiente adimensional; V: Velocidade Média de Adução (m/s); g: aceleração da gravidade (m/s²).

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Perdas de carga distribuídas unitárias	$J_{s,r} = f \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$	Equação 167	Js: Perda de Carga Unitária (m/m) na sucção; Jr: Perda de carga unitária (m/m) no recalque; f: Coeficiente de atrito; V: Velocidade Média (m/s); D: Diâmetro de sucção ou de recalque (m).
Perdas de carga distribuídas totais	$hfs = J_s \times Ls$ $hfr = J_r \times Lr$	Equação 168 Equação 169	hfs: Perda de carga total na sucção (m); hfr: Perda de carga total no recalque (m); Js: Perda de carga distribuída unitária na sucção (m/m); Jr: Perda de carga distribuída unitária no recalque (m/m); Ls: Extensão na sucção (m); Lr: Extensão no Recalque (m).
Altura Manométrica	$Hm = Hg + hs + hr + hfs + hfr$	Equação 170	Hm: Altura Manométrica (m); Hg: Altura Geométrica (m); hs: Perda de carga localizada na sucção; hr: Perda de carga localizada no recalque; hfs: Perda de carga total na sucção; hfr: Perda de carga total no recalque.

(*) Para o cálculo das perdas de carga localizadas consideram-se a vazão e o diâmetro de uma única bomba, na condição mais desfavorável.

Fonte: Consórcio, 2021.

Definidas a vazão e a altura manométrica, são sugeridas as bombas (marca e modelo) que poderão ser utilizadas na estação elevatória, com operação individual ou associadas em paralelo, cujos parâmetros são utilizados para efeito de dimensionamento, sendo permitidos modelos similares que apresentem as mesmas características de funcionamento que as indicadas em projeto.

Para a definição da potência consumida do conjunto motobomba, faz-se a divisão da potência da bomba informada pelo fabricante, em CV, pelo rendimento dos motores elétricos (**Equação 171**). A conversão de CV para HP é feita pela multiplicação do resultado obtido na operação anterior, por 0,98632 (**Equação 172**). Após a obtenção da potência consumida, aplica-se um coeficiente de segurança sobre o valor encontrado, conforme critérios apresentados na **Tabela 3.51**, a fim de garantir a entrada de energia compatível com a necessidade do sistema, para fins de elaboração do projeto elétrico.

$$P_{MBcv} = \frac{P_B}{\eta_M} \quad \text{Equação 171}$$

$$P_{MBhp} = P_{MBcv} \cdot 0,98632 \quad \text{Equação 172}$$

Em que:

- P_{MBcv} : Potência do Conjunto Motor-Bomba (CV);
- P_{MBhp} : Potência do Conjunto Motor-Bomba (HP);

- P_B : Potência da Bomba (CV);
- η_M : Rendimento do Motor.

Tabela 3.51 - Acréscimos recomendáveis para os motores em função da potência das bombas

Bomba	Até 2HP	2 a 5 HP	5 a 10 HP	10 a 20 HP	> 20 HP
Acréscimo	50%	30%	20%	15%	10%

Fonte: Azevedo Netto et al, 1998

Para o dimensionamento do volume útil mínimo para o poço de sucção foi considerado um tempo de detenção mínimo de 240 minutos, equivalente a 4 horas, de modo que o poço de sucção possa funcionar como um reservatório em caso de necessidade de paralisação do sistema de bombeamento, conforme **Equação 173**. Suas demais dimensões são obtidas em função da altura útil do poço e sua geometria que, no caso da estação elevatória de água tratada, apresenta forma prismática.

$$V_u = Q \times t$$

Equação 173

Em que:

- V_u : Volume Útil Necessário (m^3);
- Q : Vazão de chegada no poço de sucção (m^3/s);
- t : Tempo de detenção máximo (s).

Nessas condições, o reservatório tem dimensões de 41,30 m x 41,60 m x 5,10 m (C x L x H), considerando a altura útil do poço de sucção. Devido as grandes dimensões, o reservatório foi dividido em duas câmaras, sendo separados por uma parede de 0,60 m, tendo como dimensões 41,30 m x 20,60 m x 5,10 m (C x L x H).

A fim de garantir a submersão da tubulação de sucção, foi previsto um rebaixamento do reservatório no local da captação, de modo a evitar a entrada de ar na tubulação e problemas causados pela cavitação. Para que haja a interligação entre as duas câmaras do reservatório e entre a câmara do reservatório e a parte rebaixada do poço de sucção, foram instalados comportas quadradas com pedestal de manobra. As dimensões da comporta que divide as duas câmaras do reservatório é de 600 x 600 mm; já as comportas que interligam o reservatório a parte rebaixada do poço de sucção tem dimensões de 400 x 400 mm. A comporta de 600 x 600 mm tem como função interligar as duas câmaras do reservatório, permitindo que haja o abastecimento de água para as duas câmaras caso ocorra algum problema na tubulação de entrada .

No centro de cada câmara do reservatório será instalado um medidor de nível ultrassônico, que deverá ser interligado ao sistema de automação das bombas e servirá de condição de contorno para as partidas e paradas dos motores da EEAT 1.

Conforme descrito no Tomo 1 – Estudo de Otimização, do Relatório R0 – Estudos Complementares, a EEAT 1, localizada nas proximidades do terreno da ETA Jucurutu, recalcará a água tratada até a EEAT 2. Ressalta-se que a adutora do trecho 1N se estende até o Entroncamento Jucurutu, e a partir desse ponto até a EEAT 2, a adutora que também é de água tratada, se caracteriza como sendo pertencente ao trecho 2N. Porém, para o dimensionamento da EEAT 1 foi necessário considerar também o trecho da adutora que se inicia no Entroncamento Jucurutu até a EEAT 2, uma vez que a linha adutora precisa ser dimensionada como um todo, considerando seus dois pontos extremos. No Entroncamento Jucurutu haverá uma derivação para a cidade de Caicó, onde será distribuída a vazão

equivalente a 111 L/s, portanto, a adutora localizada entre o Entroncamento Jucurutu e a EEAT 2 transportará até o poço de sucção a vazão equivalente a 264 L/s.

Da ETA Jucurutu a vazão de 402,75 L/s será transportada até o poço de sucção da EEAT 1. Dessa vazão, 375 L/s é correspondente a água tratada necessária ao abastecimento da população do trecho em questão e os 27,75 L/s remanescente refere-se à recirculação da água clarificada do lodo. Do poço de sucção da EEAT 1 a água tratada será recalçada por quatro conjuntos motobomba, do tipo horizontal, bipartido axialmente com rotor radial de dupla sucção, sendo um de reserva, até a estação elevatória de água tratada EEAT 2. Para efeito de dimensionamento, foi escolhido o conjunto motobomba da marca KSB, modelo OMEGA 200-670 B, com rotor de 568 mm, cujas características gerais estão apresentadas na **Tabela 3.52**.

Tabela 3.52 – Parâmetros Básicos da EEAT 1

Período de Funcionamento (h/dia)	Quantidade de Conjuntos	Vazão máxima diária – Q ₁ (L/s)	Vazão por conjunto motobomba (L/s)	Altura Manométrica (mca) (*)		Potência Consumida por conj. motobomba (CV)	Rendimento (%)	Rotação (rpm)
				Máxima	Mínima			
20	3+1R	375	125	136,92	133,52	500	72	1750

Fonte: Consórcio, 2021.

A estação elevatória será constituída por um único edifício onde serão instalados os grupos eletrobomba, as tubulações e todos os acessórios. A edificação será constituída pelas seguintes zonas principais:

- Sala do operador;
- Sala dos quadros elétricos (painéis) e subestação;
- Sala das bombas;
- Subestação;
- Poço de sucção.

Em relação ao acesso à sala das bombas e o local por onde os equipamentos eletromecânicos entrarão/sairão, mediante a utilização de uma ponte rolante com diferencial elétrico que atravessará todo o edifício, será realizado por meio da porta tipo grade de ferro.

No interior da edificação, o acesso à sala das bombas será realizado através de escadas, a partir da sala dos quadros elétricos. A sala das bombas ficará a uma cota mais baixa por razões hidráulicas, de modo a promover um melhor funcionamento dos conjuntos motobomba, considerando a sua partida afogada.

A sala das bombas será dotada de quatro grupos eletrobomba (3 ativos e 1 de reserva), bem como as tubulações de sucção e de recalque e todos os acessórios necessários, como válvulas, 'tês', cones, juntas de desmontagem, medidor de vazão, etc. As dimensões interiores da sala das bombas tiveram em consideração as dimensões previstas dos grupos motobomba a instalar, bem como os diâmetros preconizados para todas as tubulações.

Prevê-se a instalação de uma canaleta de drenagem na sala das bombas que receberá as águas provenientes de eventuais vazamentos das tubulações e de lavagens do piso. Estas águas recolhidas no poço serão levadas para a rede pluvial exterior. Ainda no interior da edificação, está locada a sala do operador e o seu banheiro, e ambos os ambientes têm acesso à sala de quadros elétricos e à sala das bombas.

O poço de sucção, que também funciona como um reservatório e faz parte da estrutura desse prédio, é dividido em duas câmaras e tem como dimensão total de 41,30 x 41,60 x 5,10 m (C x L x H). A fim de garantir a submersão da tubulação de sucção, foi previsto um rebaixamento do reservatório no local da captação, de modo a evitar a entrada de ar na tubulação e problemas causados pela cavitação. As principais características da estação elevatória de água tratada são as apresentadas na **Tabela 3.53**.

Tabela 3.53 – Principais características da estação elevatória de água tratada

Parâmetro	Unidades	Valor
Forma do edifício	-	Retangular
Cota máxima do terreno	m	64,00
Cota da área destinada a subestação	m	64,10
Cota do piso da sala das bombas	m	61,38
Cota do eixo das bombas	m	61,89
Cota do piso da sala quadros elétricos / transformadores	m	64,10
Diâmetro da tubulação de sucção	mm	500
Diâmetro da tubulação de recalque	mm	400
Diâmetro do medidor de vazão	mm	500
Diâmetro da tubulação do extravasor	mm	600
Diâmetro da tubulação do esgoto	mm	150
Diâmetro da tubulação de drenagem	mm	100
Diâmetro da tubulação de ventilação	mm	150

Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.1 Seleção dos Grupos Motobomba

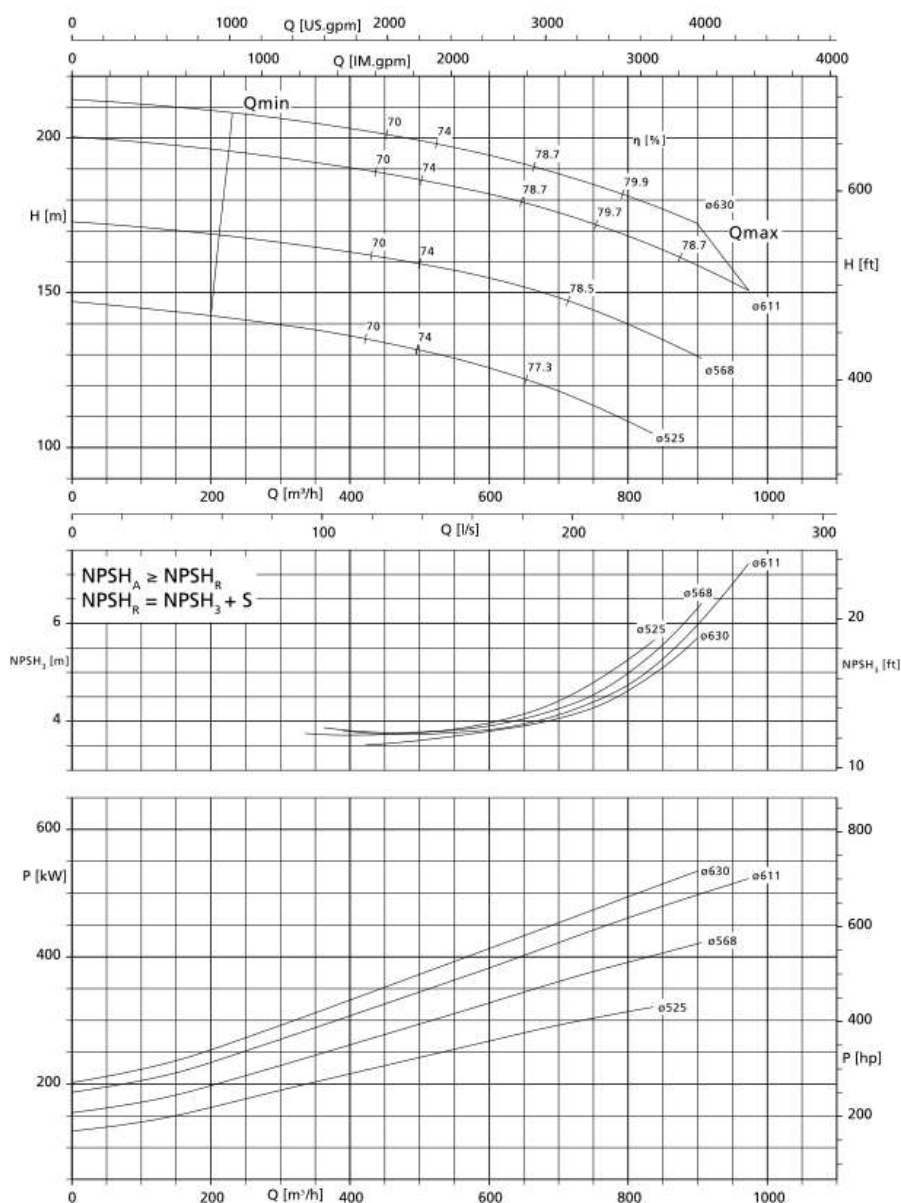
A seleção dos grupos motobomba indicados partiu dos seguintes dados de entrada:

- Vazão de cálculo: 375 L/s;
- Altura manométrica mínima (a partir do NA máximo na sucção) 136,92 m;
- Altura manométrica mínima (a partir do NA mínimo na sucção) 133,52 m;
- Cota NA montante: 62,10 m;
- Cota Na jusante + Folga 8,73 m (EEAT 2): 141,23 m;
- Material/diâmetro da tubulação de recalque (enterrada): PEAD PE 100 DE 630 PN16 e PN 10;
- Material/diâmetro da tubulação de recalque (aérea): FOFO k7 DN 600;
- Extensão da tubulação de recalque (enterrada): (PEAD PN 16): 4.089,08 m;
..... (PEAD PN 10) 6.198,46 m;
- Extensão da tubulação de recalque (aérea): 3.884,97 m;
- Material/diâmetro da tubulação de recalque (enterrada – Trecho T2N):
..... PEAD PE 100 DE 500 PN 10
- Extensão da tubulação de recalque trecho 2N: (PEAD PN 10): 1.819,27 m;

As características de cada conjunto motobomba proposto estão descritas na sequência. Na **Figura 3.7** está representada a curva de referência para o conjunto adotado para efeito de dimensionamento, enquanto a **Figura 3.8** mostra a curva do sistema, que demonstra o ponto de trabalho ideal para os conjuntos indicados. Importante ressaltar que as informações aqui apresentadas correspondem àquelas adotadas para fins de

dimensionamento, podendo ser adquiridos equipamentos de características semelhantes, no momento da implantação do sistema.

- Marca:KSB;
- Modelo:OMEGA (200-670 B);
- Tipo: Instalação horizontal;
- N° de conjuntos:
 - Total: 4;
 - Em operação: 3;
 - Vazão de cada bomba: 125 L/s;
- Potência do motor: 500 cv;
- Rotação: 1.750 rpm;
- Diâmetro do recalque: 200 mm;
- Diâmetro da sucção: 250 mm;
- Diâmetro do impulsor: 568 mm;
- Rendimento do conjunto: 72,00%.

Figura 3.7 – Curvas da bomba na EEAT 1, Vazão x Rendimento, Vazão x NPSH Requerido, Vazão x Potência fornecida

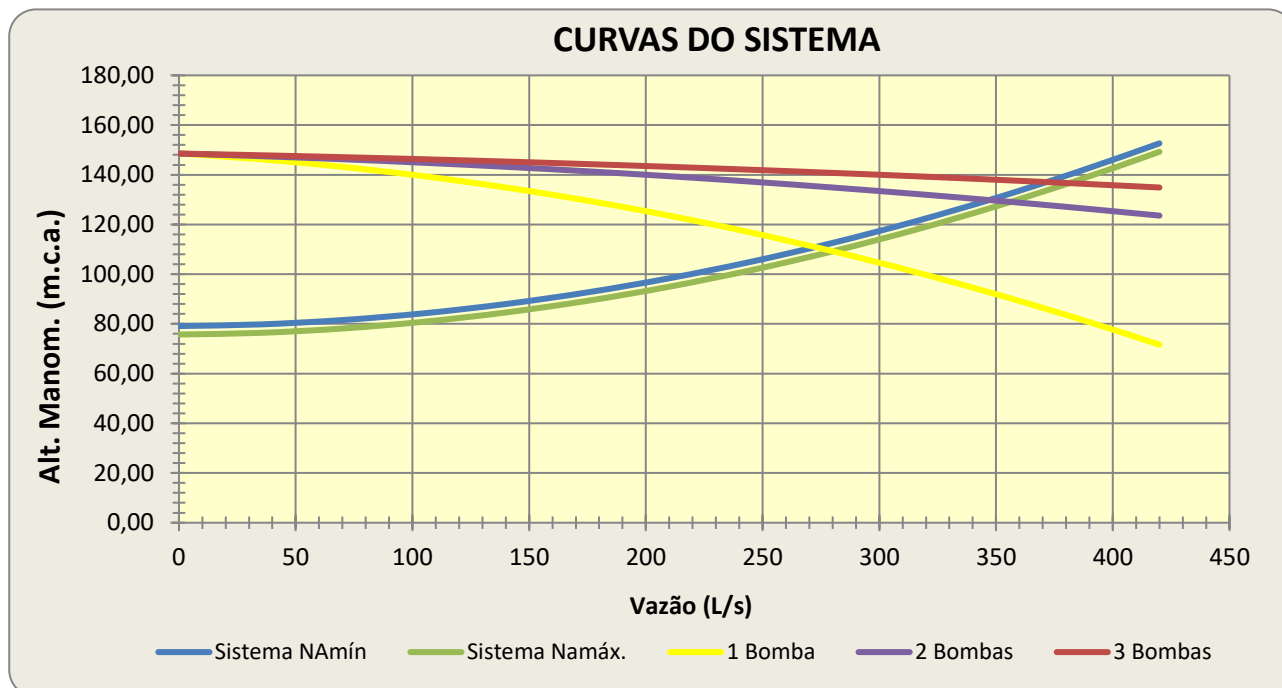
Curvas características conforme ISO 9906/2B (corresponde a ANSI HI 14.6-2011/2B), $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ [62,42 lb/ft³] e $v = \text{máx. } 20 \text{ mm}^2/\text{s}$ [0,775 ft²/h], curva característica calculada a partir de K42827/1; versão especial para rendimentos maiores a pedido.

Versões do material

Versão do material	diâmetro máximo permitido para o rotor D ₂		acréscimo NPSH S		Limite de operação P/n		faixa de rotação permitida n
	["]	[mm]	[ft]	[m]	[hp/min ⁻¹]	[kW/min ⁻¹]	
GB / SB	22,84	580	1,97	0,6	0,4161	0,3103	1500 < n ≤ 1800
GC / SC	24,80	630	1,64	0,5	0,4161	0,3103	1500 < n ≤ 1800
DD ₃₅	24,80	630	1,64	0,5	0,4161	0,3103	1500 < n ≤ 1800

Fonte: KSB, 2021.

Figura 3.8 - Curvas do sistema de recalque EEAT 1 para EEAT 2 e ponto de trabalho



Fonte: Consórcio. 2022.

3.4.2 Determinação do NPSH das bombas (EEAT 1)

Conforme metodologia descrita no item 3.2.2.2, para as presentes condições de projeto foi encontrado um $NPSH_d$ de 9,98 m para o NA mín, e 13,38 m em relação ao NA máx, enquanto o $NPSH_r$ para a bomba utilizada no dimensionamento foi de 4,33 m, atendendo, portanto, às condições operacionais do sistema e às recomendações da Norma NBR 12214, que recomenda uma folga superior a 20%, e no mínimo 0,50 m, em relação ao $NPSH_r$. O detalhamento da verificação do NPSH está apresentado adiante, no Capítulo 4 – Memorial de Cálculo.

3.4.3 Equipamentos Eletromecânicos (EEAT 1)

No presente item são descritos os Equipamentos Eletromecânicos que integram a Estação Elevatória de Água Tratada (EEAT 1). A disposição dos vários equipamentos e os diâmetros nominais das tubulações, válvulas, medidor de vazão e outros acessórios são os indicados nos desenhos que compõem o Tomo 2 – Anexos do Projeto.

Tanto a tubulação de sucção, como o barrilete de recalque serão seccionáveis por válvulas borboleta, de forma a poder isolar-se os grupos motobomba, quer para efeitos de limpeza, quer pela ocorrência de avarias a jusante ou por outros motivos decorrentes da exploração.

Todas as tubulações e acessórios a instalar na estação elevatória de água tratada serão em ferro fundido dúctil (F^oF^o), com ligações flangeadas, para uma pressão nominal de PN10, na sucção e no recalque PN 16.

A tubulação de sucção terá um diâmetro nominal DN 500 mm, enquanto a de recalque, para cada conjunto motobomba, possuirá diâmetro nominal DN 400 mm. Após a junção dos quatro barriletes em uma única linha adutora a tubulação será de DN 500 mm em ferro dúctil, até o ponto de transição para a tubulação em PEAD.

As tubulações serão equipadas com válvulas borboletas de atuação manual, por volante, quer para permitir as operações habituais de manutenção, quer por questões de segurança ou de operacionalidade.

Nas tubulações de recalque para cada conjunto motobomba será instalado uma válvula de controle de bomba, automática e ativada pela pressão da tubulação. Essa válvula minimizará os surtos na partida e parada da bomba, abrindo lentamente na partida da bomba e fechando lentamente antes do desligamento da bomba. Caso haja a interrupção de energia, a válvula fechará instantaneamente. Para o correto funcionamento dessa válvula, à sua montante faz-se necessário a instalação de uma ventosa tríplice função de fechamento amortecido, seguido de uma válvula borboleta, já à sua jusante deverá ser instalada, ainda na linha de recalque de cada conjunto motobomba, uma outra válvula borboleta. Após a junção dos quatro barriletes em uma única linha adutora, é imprescindível a instalação de outra ventosa de tríplice função de fechamento amortecido.

Serão instaladas juntas rígidas de desmontagem nos locais indicados nas peças gráficas, integrantes do Tomo 2 – Anexos do Projeto, que facilitam as operações de montagem e desmontagem do equipamento instalado, assim como asseguram a transmissão de esforços hidráulicos.

Na tubulação de recalque, na saída da estação elevatória, será instalado um macromedidor para medição da vazão bombeada, do tipo ultrassônico, com DN 500 mm, por onde a vazão de 375 L/s passará a uma velocidade de escoamento entre 1 e 3 m/s, conforme recomendação do fabricante.

O local proposto para instalação dos medidores de vazão deverá garantir trechos retos, a montante e a jusante, com comprimentos de, aproximadamente, 10Ø e 5Ø, respectivamente. No trabalho de instalação dos macromedidores inclui-se ainda a instalação de todos os acessórios necessários e todos os trabalhos de construção civil inerentes à sua implantação.

Para assegurar a boa operação e controle de bombeamento de forma autônoma, foi prevista a colocação de medidores/transmissores de pressão nas tubulações de recalque. O transmissor de pressão a ser utilizado na estação elevatória será instalado à jusante do medidor de vazão, e o indicado para essa aplicação são transmissores de pressão blindados, visto que possui em sua construção proteção contra jatos de água e imersão.

De forma a permitir colocar (ou remover) os grupos motobomba, assim como as tubulações, válvulas e outros acessórios, prevê-se a instalação de uma ponte rolante dotada com diferencial elétrico, a qual será apoiada em vigas metálicas e poderá atravessar todo o edifício pela sala de bombas.

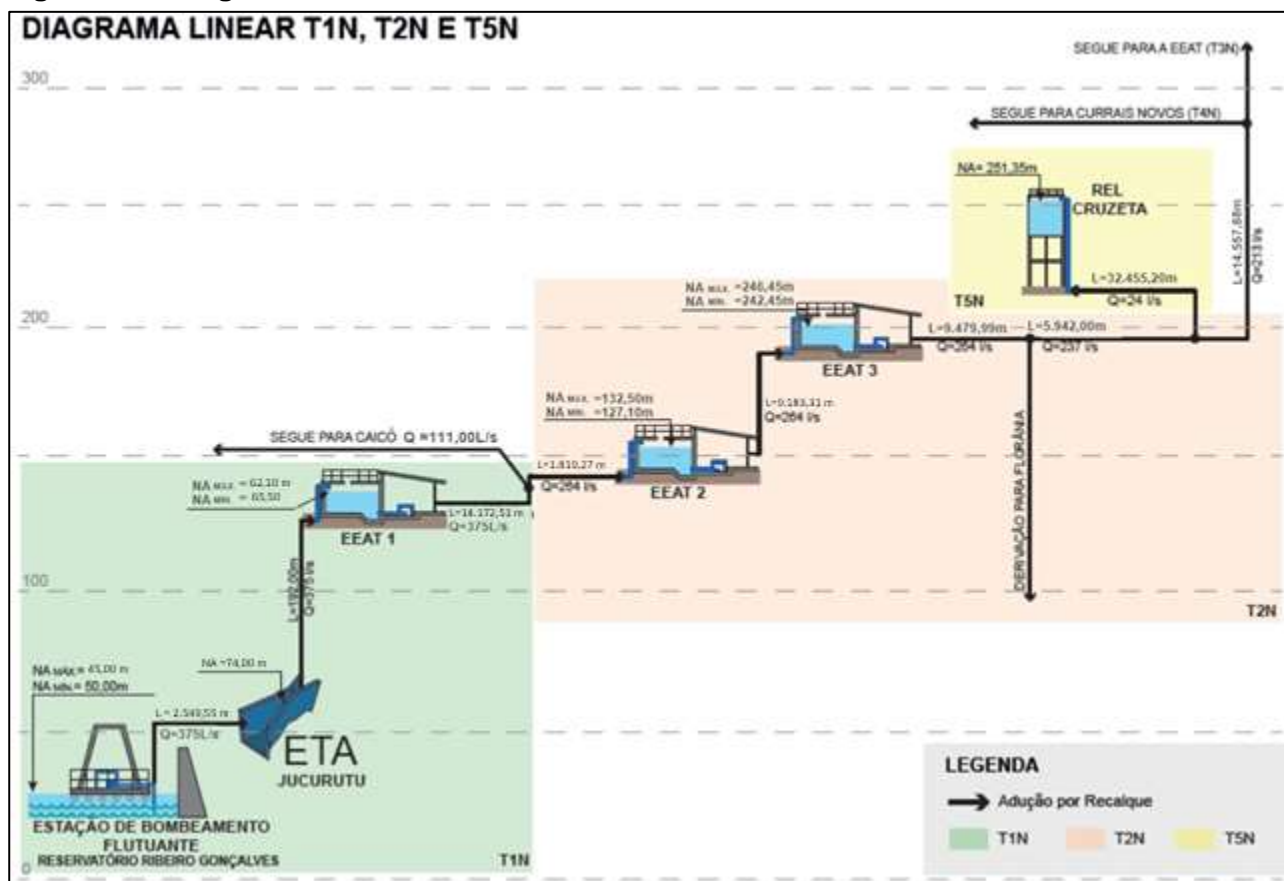
É importante que o edifício da estação elevatória (incluindo sala de bombas e salas de equipamentos elétricos) seja bem ventilado, de forma a proteger os operadores e os equipamentos eletromecânicos.

3.4.4 Adutoras

O sistema de adução do trecho 1N é composto por um trecho de adução de água bruta (subtrecho 1) e uma adutora de água tratada (subtrecho 2). Este sistema foi previsto para aduzir a vazão de 375 L/s desde a captação até o Entroncamento Jucurutu, como pode ser observado na **Figura 3.9**.

Como já explicitado no **item 3.4**, para o dimensionamento da EEAT 1 foi necessário considerar o início da adutora do trecho 2N, que se inicia no Entroncamento Jucurutu e vai até a EEAT 2.

Figura 3.9 - Diagrama linear de funcionamento dos Trechos 1N, 2N e 5N.



Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.5 Subtrecho 1 - Adutora de Água Bruta (EBF – ETA Jucurutu)

A água captada na EBF será recalçada por uma tubulação flexível, de diâmetro externo de 630 mm, em PEAD PE 100 PN 10, nos trechos enterrados e FoFo DN 600 nos trechos aéreos, em uma única tubulação, onde estarão interligados os três barriletes de recalque das bombas, independente do conjunto motobomba, com extensão total de 2.135,60 m até a Calha Parshall da estação de tratamento de água Jucurutu (ETA). A **Tabela 3.54** apresenta um resumo das características da tubulação da adutora.

Tabela 3.54 - Resumo das características da tubulação em PEAD PN 10

Período de Funcionamento	Diâmetro Externo (mm)	Extensão (m)	Cotas (m)			Velocidade média de escoamento (m/s)	Perda de carga distribuída (m)
			Montante (*)		Jusante		
			NA Máx.	NA Mín			
20	630	2.549,55	55.00	45.00	77,54	1,55	7,23

(*) A cota de montante varia entre o nível mínimo e máximo da barragem de Armando Ribeiro Gonçalves

Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.5.1 Traçado e Condições de Instalação

O traçado da adutora de água tratada, prevista em PEAD SDR 17 DE 630 (trechos enterrados) e FoFo JGS k7 (trechos aéreos), tem início na estaca 0+0,00 m na saída da estrutura de bombeamento flutuante (EBF), e segue por uma estrada vicinal até a ETA Jucurutu.

Os tubos em PEAD possibilitam a elaboração do traçado, em planta e perfil, que minimiza o uso de conexões, uma vez que as mudanças de declividade podem ser realizadas nos próprios tubos. Destaca-se que para tubos com diâmetros até 300 m é possível realizar curvas com raio equivalente a $D/30$, onde D equivale ao diâmetro externo da tubulação. Neste sentido, para o caso em análise, foi considerada apenas a utilização de curvas de mudança de direção apenas para o ângulo de 90° , também em PEAD, visto que as curvas de ângulos menores poderão ser absorvidas pela própria tubulação.

Relativamente ao perfil longitudinal das adutoras, considerou-se que estas devem ser compostas por trechos ascendentes com declividade não inferior a 0,2% e trechos descendentes com declividade não inferior a 0,3%, mesmo em terrenos planos. Sempre que possível, evitaram-se declividades superiores a 25%; nos casos em que a declividade excedeu os 25%, foram considerados maciços de amarração das tubulações.

Para o trecho 1N adotou-se a instalação da adutora em vala (enterrada), com recobrimento mínimo de 0,80 m nas zonas rurais e de 1,00 m nas regiões urbanizadas. É de ressaltar que, do ponto de vista técnico, a instalação da adutora em vala traz benefícios importantes, como a redução do risco de acidentes, provocados pela saída de pista, de veículos em trânsito, nas rodovias por onde se desenvolve o traçado da adutora; o aumento da proteção mecânica da tubulação; e a redução de interferências com acessos às propriedades rurais ou rodovias públicas.

Ressalta-se também que, através da análise do Volume 3 - Estudo de Otimização e Revisão, integrante da etapa anterior de Estudos Complementares, ficou definido que, para as tubulações em PEAD, nas condições admitidas para o Trecho 1N, o assentamento enterrado foi o mais viável do ponto de vista econômico, quando comparado a outros materiais.

3.4.5.2 Metodologia para Dimensionamento das Adutoras

No dimensionamento do sistema adutor, garantiu-se que a linha piezométrica da adutora em regime permanente situe-se, em quaisquer condições de operação, acima da geratriz superior do conduto.

A vazão de dimensionamento das adutoras (Q) foi calculada com base nos estudos demonstrados no documento “Estudos de Concepção e de Viabilidade Técnica, Econômico-Financeira e Ambiental e Elaboração do Projeto Básico de Sistemas Adutores na Região do Seridó no Estado do Rio Grande do Norte”. Para a análise das velocidades percorridas no interior das tubulações, utilizou-se a equação da continuidade (**Equação 174**), decorrente da lei de conservação de massa, para o cálculo da velocidade média na seção (A).

$$Q = V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2 = VA$$

Equação 174

A perda de carga unitária (distribuída) nas tubulações foi calculada com base na fórmula universal (**Equação 175**) para os sistemas de recalque, cujos coeficientes de rugosidade estão apresentados na **Tabela 3.55**.

$$J_u = f \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad \text{Equação 175}$$

Em que:

- J_u : Perda de Carga Unitária (m/m) na sucção;
- f : Coeficiente de atrito pela fórmula Universal ($f = \frac{JD}{V^2/2g} = F(R, \frac{k}{D})$);
- V : Velocidade Média (m/s);
- D : Diâmetro de sucção ou de recalque (m).
- g : Aceleração da Gravidade, em m/s²;
- R = número de Reynolds;
- k = coeficiente de rugosidade absoluta, em mm.

Tabela 3.55 - Coeficientes de Rugosidade para o final de plano.

Material da Tubulação	Coeficiente de Rugosidade (K) Fórmula Universal
Ferro Fundido Dúctil	2,5
PVC	0,3
PEAD	0,3

Fonte: PNB-591/ABNT (1997).

Fonte: Azevedo Netto *et al* (1998).

As perdas de carga são calculadas em função do diâmetro interno da tubulação, tendo sido usado como referência as informações obtidas do catálogo técnico da CORR PLASTIK para tubulações em PEAD (**Tabela 3.56**), podendo ser adotado qualquer outro fabricante que possua características semelhantes e que sejam compatíveis com as tubulações.

Tabela 3.56 - Diâmetros internos utilizados no dimensionamento da região do Seridó/RN

DE	PEAD PE 100 PN 10		PEAD PE 100 PN 16		PEAD PE 100 PN 20		PEAD PE 100 PN 25	
	E (mm)	DI (mm)	E (mm)	DI (mm)	E (mm)	DI (mm)	E (mm)	DI (mm)
50	3,0	44,00	4,6	40,8	5,6	38,8	6,9	36,2
63	3,8	55,40	5,8	51,4	7,0	49	8,7	45,6
75	4,5	66,00	6,9	61,2	8,4	58,2	10,4	54,2
90	5,4	79,20	8,2	73,6	10,0	70	12,5	65
110	6,6	96,80	10,0	90	12,3	85,4	15,2	79,6
125	7,5	110,00	11,4	102,2	13,9	97,2	17,3	90,4
140	8,3	123,40	12,8	114,4	15,6	108,8	19,4	101,2
160	9,5	141,00	14,6	130,8	17,8	124,4	22,1	115,8
180	10,7	158,60	16,4	147,2	20,0	140	24,9	130,2
200	11,9	176,20	18,2	163,6	22,3	155,4	27,6	144,8
225	13,4	198,20	20,5	184	25,0	175	31,1	162,8
250	14,9	220,20	22,8	204,4	27,8	194,4	34,5	181
280	16,6	246,80	25,5	229	31,2	217,6	38,7	202,6
315	18,7	277,60	28,7	257,6	35,0	245	43,5	228
355	21,1	312,80	32,3	290,4	39,5	276	49,0	257
400	23,8	352,40	36,4	327,2	44,5	311	55,2	289,6
450	26,7	396,60	41,0	368	50,0	350	61,7	326,6
500	29,7	440,60	45,5	409	55,6	388,8	-	-
630	37,4	555,20	57,3	515,4	-	-	-	-

DE	PEAD PE 100 PN 10		PEAD PE 100 PN 16		PEAD PE 100 PN 20		PEAD PE 100 PN 25	
	E (mm)	DI (mm)	E (mm)	DI (mm)	E (mm)	DI (mm)	E (mm)	DI (mm)
710	42,1	625,80	64,5	581	-	-	-	-
800	47,5	705,00	72,6	654,8	-	-	-	-
900	53,4	793,20	81,7	736,6	-	-	-	-
1000	59,3	881,40	90,2	819,6	-	-	-	-
1200	57,9	1.084,20	-	-	-	-	-	-

Fonte: Consórcio, 2021.

Em se tratando das perdas de carga localizadas, foi utilizada a **Equação 176**, em que K é um coeficiente adimensional que depende da singularidade, do número de Reynolds, da rugosidade da parede e, em alguns casos, das condições de escoamento. A **Tabela 3.57** indica alguns valores de K com as suas respectivas peças.

$$\Delta h_L = K \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad \text{Equação 176}$$

Tabela 3.57 - Valores de K para o cálculo das perdas de carga localizadas.

Peça	K	Peça	K
Ampliação Gradual	0,30*	Junção	0,40
Bocais	2,75	Medidor Venturi	2,50**
Comporta Aberta	1,00	Redução Gradual	0,15*
Controlador de Vazão	2,50	Saída de Canalização	1,00
Cotovelo de 90°	0,90	Tê, passagem direta	0,60
Cotovelo de 45°	0,40	Tê, saída de lado	1,30
Crivo	0,75	Tê saída bilateral	1,80
Curva de 90°	0,40	Válvula de ângulo aberta	5,00
Curva de 45°	0,20	Válvula de gaveta aberta	0,20
Curva de 22,5°	0,10	Válvula borboleta aberta	0,30
Entrada Normal em Canalização	0,50	Válvula de pé	1,75
Entrada de Borda	1,00	Válvula de retenção	2,50
Existência de pequena derivação	0,03	Válvula de globo aberta	10,00

* Com base na velocidade maior (seção menor)

** Relativa à velocidade na canalização

Fonte: Tsutiya (2004)

Os dados de entrada para o dimensionamento dos sistemas adutores são a vazão transportada, o período de funcionamento do sistema, a extensão da linha adutora e as cotas de montante e jusante. As equações gerais do escoamento descritas na **Tabela 3.58** contemplam a metodologia para o dimensionamento dos sistemas adutores de recalque.

Tabela 3.58 - Equações e variáveis utilizadas no dimensionamento das adutoras de recalque – Definição do Diâmetro Econômico

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
Cálculo da altura geométrica	$H_g = H_m - H_j$	Equação 177	Hm: Cota de Montante (m); Hj: Cota de Jusante (m); Hg: Altura geométrica (m).
Definição do Diâmetro Equivalente para Tubulações em Paralelo (*)	$\frac{D_e^{2,63} C_e}{L^{0,54}} = \frac{D_1^{2,63} C_1}{L^{0,54}} + \frac{D_2^{2,63} C_2}{L^{0,54}} + \dots + \frac{D_n^{2,63} C_n}{L^{0,54}}$	Equação 178	Di: Diâmetros (mm); Ci: Coeficientes de Rugosidade de Hazen Williams.
Velocidades Médias de adução	$Q = V \times A$	Equação 179	Q: Vazão de adução (m³/s); A: Área da seção de escoamento (m²), calculada

Parâmetro calculado	Equação Utilizada		Variáveis Utilizadas/ Calculadas
			em função dos diâmetros obtidos no item anterior.
Perdas de Carga Localizadas	$J = Kx \frac{V^2}{2xg}$	Equação 180	J: Perdas de carga localizadas (m); K: coeficiente adimensional; V: Velocidade Média de Adução (m/s); g: aceleração da gravidade (m/s²).
Perdas de carga distribuídas unitárias	$J_u = f \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$	Equação 181	f: Coeficiente de atrito; V: Velocidade Média de Adução (m/s); D: Diâmetro da tubulação (m).
Perdas de carga distribuídas totais	$J_d = J_u \times L$	Equação 182	Jd: Perdas de Carga distribuídas totais (m); L: Extensão total; J _u : Perdas de carga distribuídas unitárias (m/m).
Perda de carga total	$\Delta P = J + J_d$	Equação 183	ΔP: Perdas de carga total (m); J: Perdas de carga localizadas (m); Jd: Perda de Carga distribuídas totais (m).
Altura Manométrica	$H_{man} = H_g + \Delta P$	Equação 184	H _{man} : Altura Manométrica (m); H _g : Altura geométrica (m); ΔP: Perdas de carga total (m).
Potência necessária ao conjunto motor-bomba	$P = \frac{Q \times H_m}{75 \times \eta}$	Equação 185	Q: Vazão de adução (m³/s); H _m : Altura Manométrica (m); η: Rendimento da bomba.
Análise econômica dos diâmetros – Custo das Tubulações	$C_t = C_{unit} \times L$	Equação 186	C _{unit} : Custo unitário (R\$/m); L: Extensão total da linha; C _t : Custo da tubulação.
Análise econômica dos diâmetros – Custo Anual de Energia	$CA = (12 \cdot Cd \cdot P \cdot 0,736) + (7300 \cdot F \cdot CC \cdot P \cdot 0,736)$	Equação 187	Cd: Demanda (R\$/kW.mês) – Tarifas de Energia Elétrica; P: Potência (CV); F: Período de Funcionamento – Fração.Dia; Cc: Consumo (R\$/kwh);
Análise econômica dos diâmetros – Custo Total	$C_{to} = C_t + CA$	Equação 188	C _{to} : Custo Total (R\$); C _t : Custo das Tubulações (R\$); CA: Custo Anual de Energia (R\$).

(*) Foi adotada a metodologia apresentada no Manual de Hidráulica (NETTO et al, 1998).

Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.5.3 Condições de Escoamento

Em resumo, seguindo os critérios apresentados anteriormente, chegou-se às seguintes características técnicas para a linha adutora de água do trecho T1N compreendida entre a EBF e a ETA Jucurutu:

- Diâmetro externo (PEAD) 630 mm;
- Diâmetro externo (FoFo) 600 mm;
- Extensão Total..... 2.549,55 m;

- Vazão nominal..... 375 L/s;
- Velocidade..... 1,54 m/s;
- Perdas de carga ao longo da adutora 0,01121284 m/m;
- Cota piezométrica inicial (E 0+0,00) 86,30 m;
- Cota piezométrica final (E117+13,59) 77,00 m.

3.4.5.4 Estudo dos Transientes Hidráulicos

A Adutora de água bruta do Trecho 1 Norte (T1N) da Região do Seridó foi analisada do ponto de vista do funcionamento em regime permanente e transitório, considerando o regime de funcionamento previsto neste estudo de Revisão. Para tanto, foi elaborado um modelo hidráulico com os dados do sistema projetado. Para simular os regimes permanente e transitório fez-se a modelação computacional com o auxílio do software HAMMER da empresa Bentley Systems, o qual utiliza o método das características (MOC) para a modelação dos transientes hidráulicos.

A modelação efetuada pelo programa HAMMER considera os tubos como elementos que definem a topologia do sistema, assim como a sua extensão, e que fazem a ligação entre dois elementos particulares do sistema que se designam por condições de fronteira (NÓ's). As condições de fronteira podem ser válvulas, bombas, dispositivos de proteção hidráulico (reservatório de ar comprimido, reservatórios unidirecionais, chaminés de equilíbrio) ou simplesmente juntas entre dois trechos de tubulação de características iguais ou diferentes.

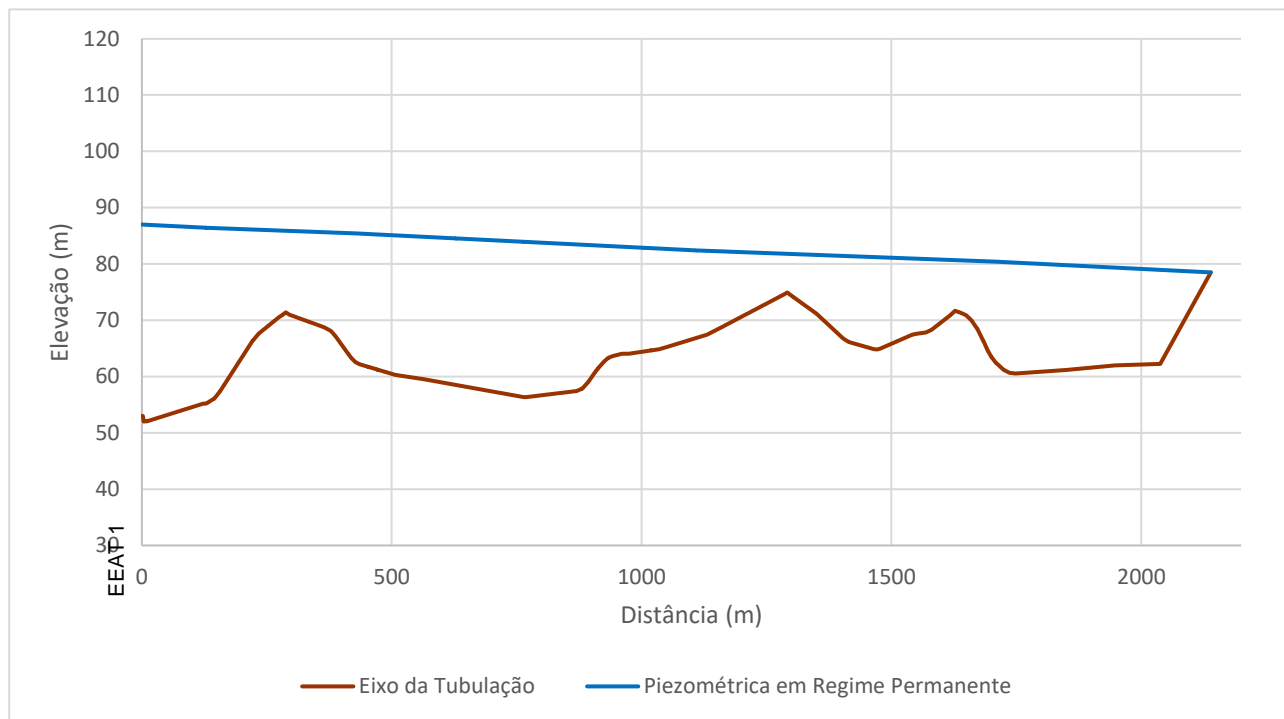
Na sequência serão apresentados os resultados obtidos a partir da simulação do trecho referente à adutora de água bruta do trecho T1N.

3.4.5.4.1 Regime Permanente

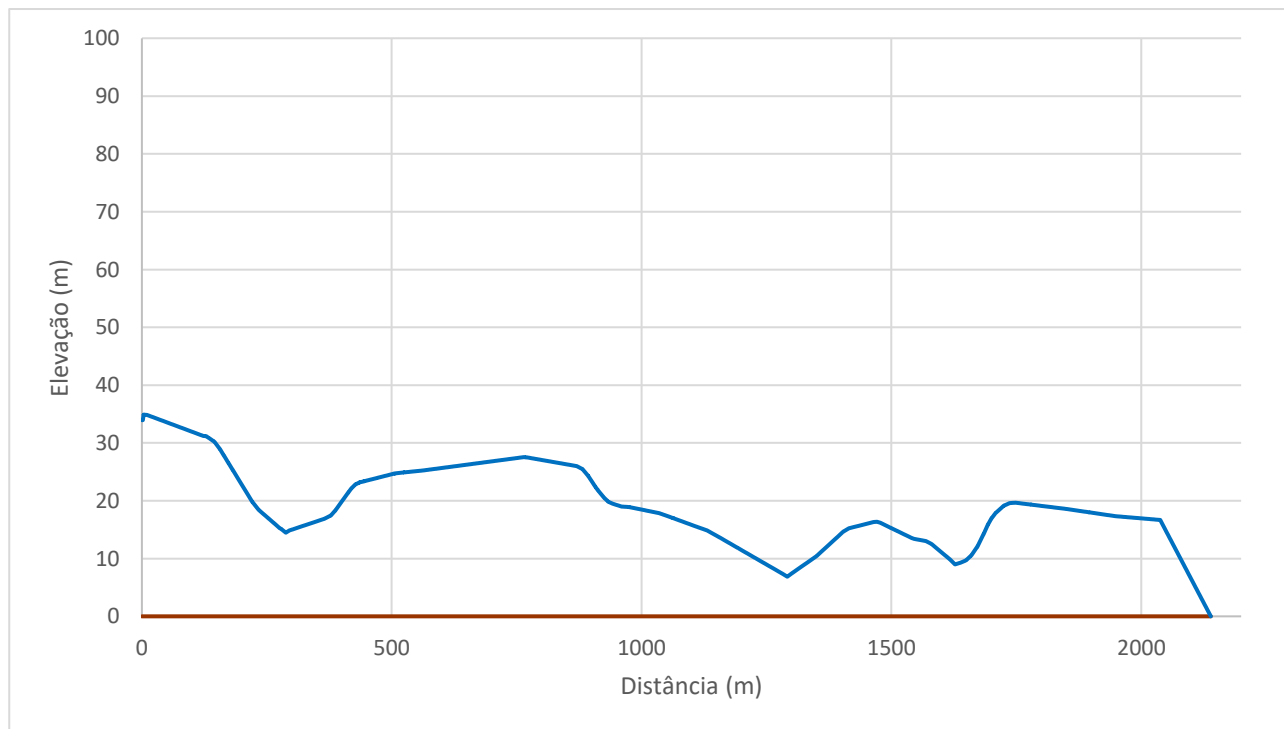
A topologia utilizada na elaboração dos modelos foi alimentada com os dados do projeto básico, tal qual apresentado a seguir:

- EBF:
 - Regime de operação: 2+1;
 - Bomba (modelo adotado): KSB OMEGA 200-670 B;
 - Vazão: 187,50 L/s;
 - Altura Manométrica: 40,36;
 - Cota do NA no local da captação: 45,00.
- Adutora de água bruta:
 - Trechos enterrados: Tubulação em PEAD (SDR 17) DE630.
 - Trechos aéreos: Tubulação em FoFo K7 DN600.
- Chegada:
 - Ponto de Entrega: ETA Jucurutu;
 - Cota de Entrada: 77,54.

Após a simulação efetuada para este cenário, foi possível verificar o comportamento das cargas piezométricas disponíveis, bem como das pressões ao longo de toda a linha. Para os resultados das cargas piezométricas disponíveis, são apresentados o perfil longitudinal da adutora e a linha piezométrica em regime permanente (**Figura 3.10**). Quanto aos resultados das pressões de serviço, são apresentados gráficos com as variações de pressão ao longo do caminhamento da adutora e o limite suportado pelas tubulações em PEAD SDR17 (**Figura 3.11**).

Figura 3.10 - Resultado para carga piezométrica disponível $Q = 375$ L/s

Fonte: Consórcio, 2021.

Figura 3.11 - Resultado para as pressões disponíveis

Fonte: Consórcio, 2021.

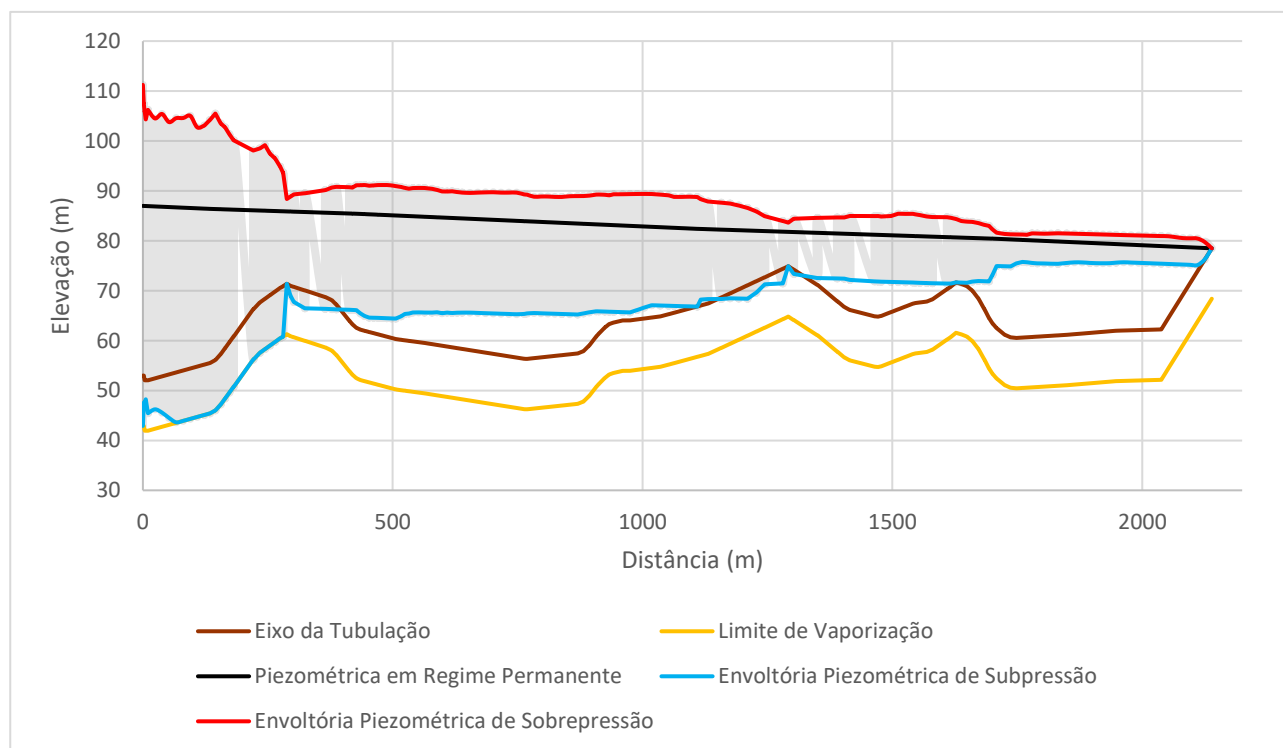
A análise das **Figuras 3.10 e 3.11** mostram que a pressão máxima de serviço em regime permanente é de 35,95 mca, inferior aos limites suportados pelos tubos PEAD SDR17 DN630 (101,97 mca), bem como pelos tubos em FoFo k7 DN600 (343,70 mca).

3.4.5.4.2 Regime Transitório

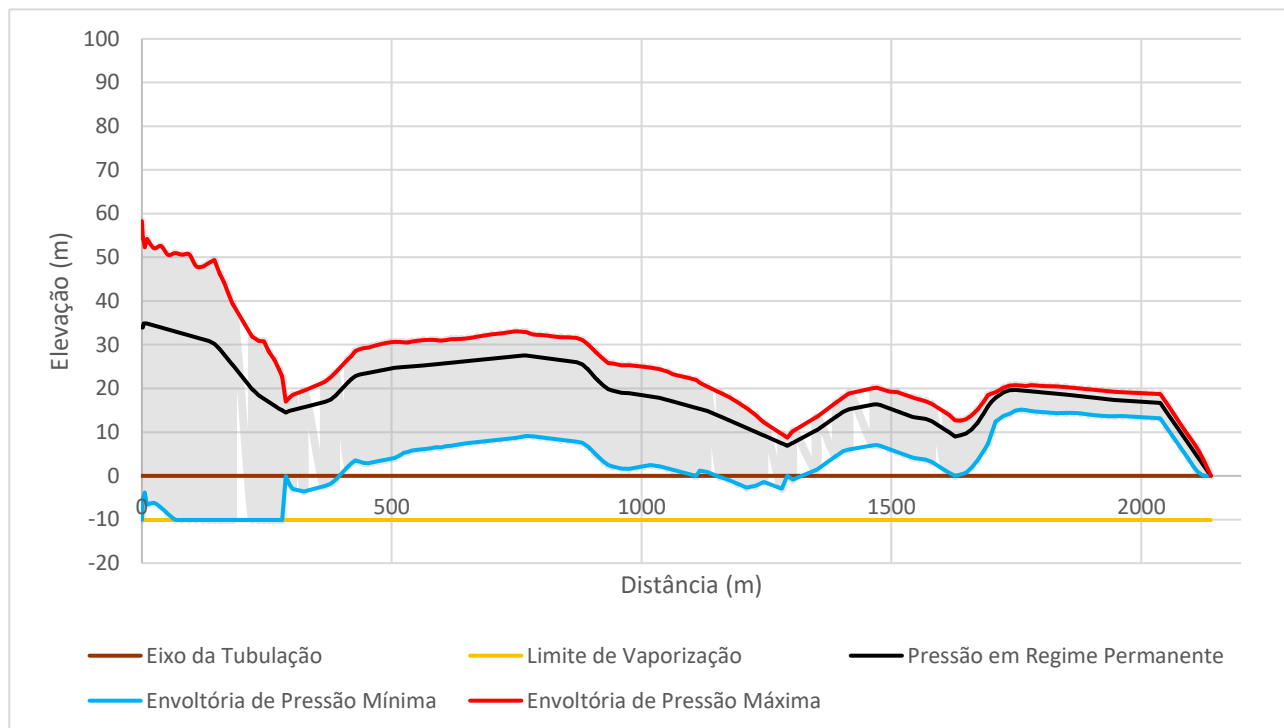
A partir do modelo hidráulico de entrada foi possível realizar a simulação em Regime Transitório. Para a simulação do regime transitório, considerou-se a parada brusca dos conjuntos motobomba, analogamente ao que acontece por possível falta de energia elétrica ou parada de emergência do conjunto, mantendo a análise da simulação por um período de 300 s após a parada, período em que são verificados os valores de pressão máximas e mínimas.

A Figura 3.12 apresenta os resultados relativos à envoltória das pressões no trecho em regime transitório, para o cenário analisado. Já as envoltórias de carga piezométrica apresentadas na **Figura 3.13**, mostram alterações significativas nas envoltórias de pressão, com valores que variam entre 58,25 mca e -10,09 mca, ou seja, não assegurando o cumprimento da pressão mínima de -2 mca conforme preconizado pela norma NBR12.215:1 de 2017.

Figura 3.12 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória da Carga de Pressão)



Fonte: Consórcio, 2021.

Figura 3.13 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória Piezométrica)

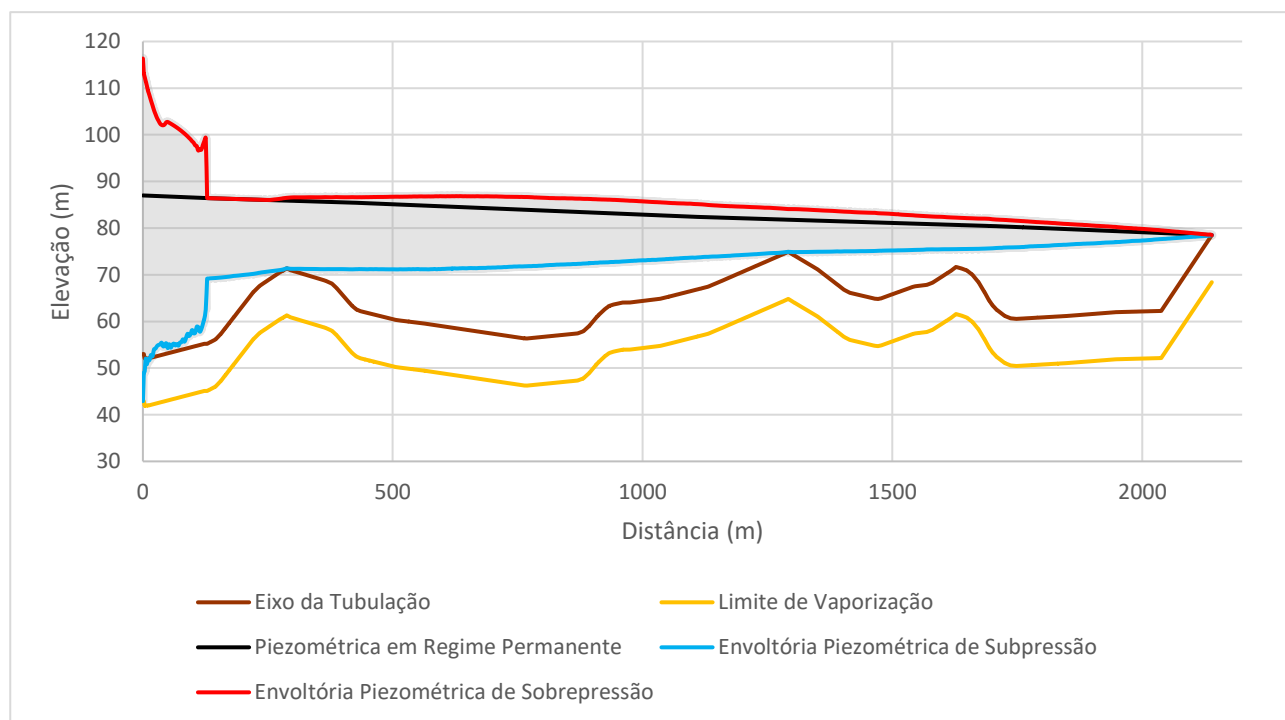
Fonte: Consórcio, 2021.

Pela análise das **Figuras 3.12 e 3.13**, fica evidente que se faz necessária a presença de um dispositivo de proteção no sistema.

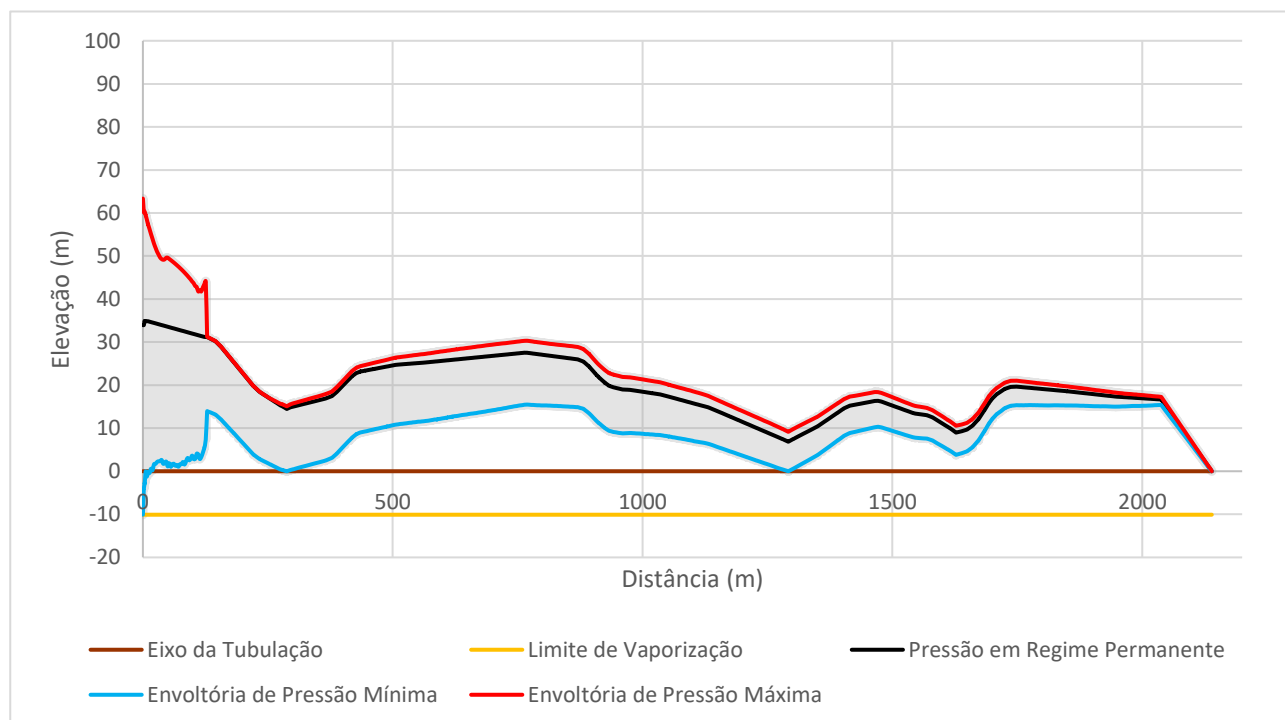
No intuito de garantir o adequado funcionamento do sistema de bombeamento, propõe-se a utilização de um reservatório hidropneumático (RHO) nas proximidades da EBF. O funcionamento do RHO consiste, no primeiro período, em fornecer água à tubulação descomprimindo-se, reduzindo assim a pressão interna. Durante o segundo período (com a retorno da onda elástica de pressão), inverte-se o sentido do escoamento e a água é novamente armazenada no reservatório, comprimindo o ar no seu interior.

Para simulação foram utilizados os dados do hidropneumático de membrana de 25 m³ do fabricante Hydrostec, onde sua pressão de pré-carga deverá ser de 3,70 m. Nas condições de regime permanente a altura de água no RHO elevar-se-á 5,19 m em relação ao eixo da tubulação principal, o que resultará em um volume de ar de 8,33 m³ quando o sistema estiver em operação (regime permanente).

A seguir, na **Figura 3.14** e na **Figura 3.15** são apresentadas às envoltórias de carga piezométrica e pressão ao longo do sistema de bombeamento com proteção (RHO) e com as ventosas em funcionamento.

Figura 3.14 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória Piezométrica, com Proteção)

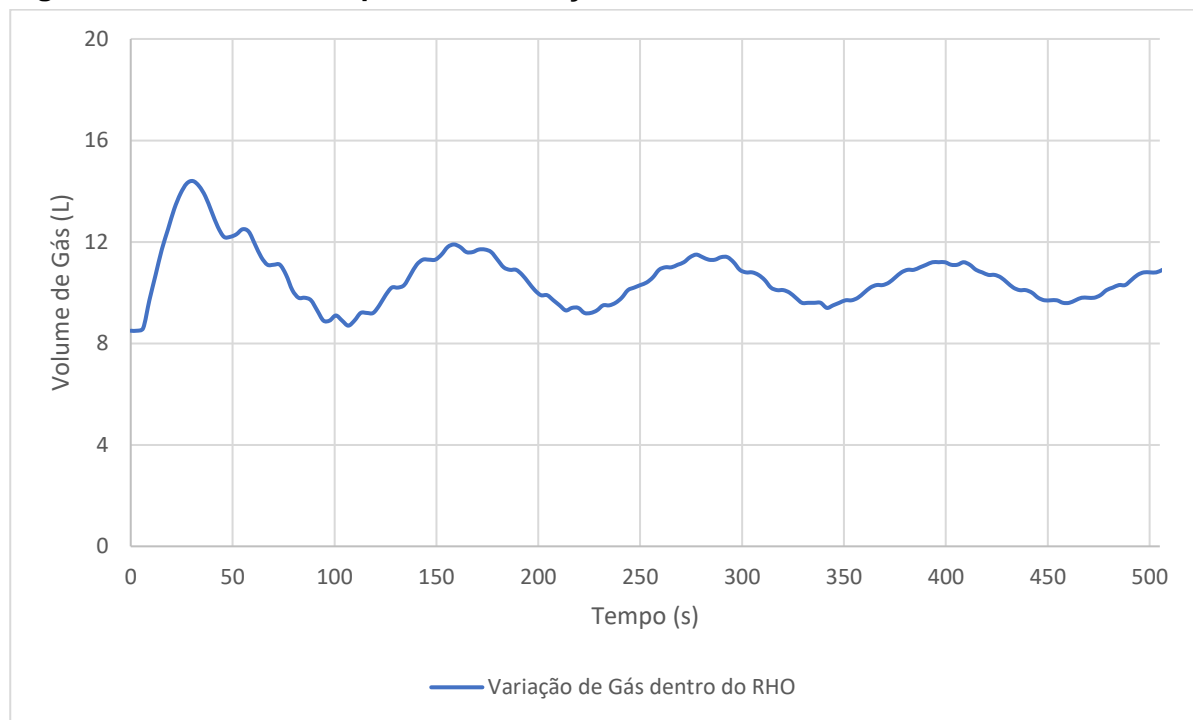
Fonte: Consórcio, 2021.

Figura 3.15 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória de Pressão, com proteção)

Fonte: Consórcio, 2021.

Da análise das figuras acima observa-se que no sistema em estudo, com proteção (RHO) e com válvula quebra-vácuo, em condições normais de operação as pressões em regime transitório situam-se entre 63,35 mca e -1,75 mca. A curva de expansão/contração do gás dentro do RHO, durante a simulação é apresentada na **Figura 3.16**.

Figura 3.16 - Curva de Expansão/Contração do RHO da EBF



Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.5.5 Equipamentos de Proteção e Operação da Adutora – Subtrecho 1 (EBF – ETA Jucurutu)

3.4.5.5.1 Ventosas

As ventosas são dispositivos de admissão e/ou expulsão de ar nas adutoras. A presença destes elementos se faz indispensável, uma vez que o ar acumulado dentro das tubulações acaba por formar bolsões resultando em grandes perdas de carga localizadas, que comprometem o transporte da água. Devem ser instaladas sempre nos pontos alto (mudança de declividade) e respeitando uma distância máxima de 700 m entre duas ventosas consecutivas.

As ventosas a instalar serão de tripla função, com diâmetro nominal DN 100 sendo destinadas às três funções básicas seguintes:

- Saída de ar em pequenas quantidades em regime permanente;
- Entrada de grandes quantidades de ar, para proteção contra as subpressões no caso de esvaziamento;
- Saída de grandes quantidades de ar à pressão atmosférica, para enchimento da adutora.

De uma maneira geral as ventosas serão instaladas em câmaras de concreto armado, preferencialmente montadas acima do nível do solo, de forma a impedir a contaminação da

água potável por águas subterrâneas ou pluviais. A seção total mínima dos ventiladores das câmaras de ventosas deve ser superior a 3 vezes a seção nominal das ventosas.

Foram previstos dois tipos de instalação, enterrada e aérea, como pode ser verificado no documento SER-1N-PE-HDM-VEN-001, integrante do Tomo 2 – Anexos do Projeto.

Para a adutora de água bruta do trecho 1N, foram previstas 4 ventosas, sendo 3 unidades com instalação do Tipo enterrada e 3 unidades com instalação do Tipo aérea, cuja localização está apresentada na **Tabela 3.59**.

Tabela 3.59 - Lista de Ventosas da adutora de bruta do Trecho 1N

ID	Estaca	Diâmetro da Ventosa	Instalação
		(-)	
1	14 + 0,00	200	Aérea
2	47 + 0,00	200	Enterrada
3	63 + 19,89	200	Aérea
4	81 + 0,00	200	Aérea

Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.5.5.2 Descargas

As descargas de fundo serão instaladas nos pontos baixos da adutora, de forma a permitir o seu esvaziamento completo. Para garantir um tempo de esvaziamento (t) máximo de 1,5 a 2 horas foram adotadas descargas com diâmetro DN 200 mm.

Sempre que forem instaladas em áreas urbanas, foi prevista a proteção da tubulação de descarga com uma laje de concreto acima de sua geratriz superior, a fim de evitar possíveis danos por sobrecarga de veículos. No desenho SER-1N-PE-HDM-DES-001 do Tomo 2 – Anexos do Projeto, são apresentados os desenhos tipo para a instalação das descargas.

As câmaras de descarga serão constituídas por dois compartimentos: o primeiro onde se instala uma válvula de registro e um segundo para descarga das águas. Quando a válvula está aberta, a água que se encontra no interior da adutora descarrega para a segunda câmara, que se enche até ao nível de descarga. As águas das descargas serão, no geral, descarregadas nas linhas de água a uma cota que permita a drenagem de todo o trecho por gravidade. Em alguns casos só se pode obter o esvaziamento completo, recorrendo ao bombeamento por grupos de bombeamento portáteis.

Na operação de descarga deverá ter-se em conta as limitações de capacidade do meio receptor, a proteção contra erosões e eventuais danos que possam afetar bens a jusante. Este aspecto poderá aumentar significativamente o tempo real de descarga da adutora. O encaminhamento das águas da descarga por um coletor para a linha de água, ou para um esgoto pluvial ou unitário não será permitido se houver possibilidade de refluxo. A cota do ponto de ligação deverá ser superior à cota da geratriz superior do coletor da rede, ou à cota máxima do plano de água, caso se trate de um canal.

No subtrecho 1, foram previstas 3 descargas, de modo que 1 unidade será instalada aérea e 2 unidades serão instaladas enterradas, conforme localização registrada na **Tabela 3.60**.

Tabela 3.60- Lista de descargas da adutora de água bruta do trecho 1N.

Descarga		Diâmetro Adutora	Diâmetro Comercial	Instalação
ID	Estaca	(-)	(-)	
1	37 + 16,81	630	200	Enterrada

Descarga		Diâmetro Adutora	Diâmetro Comercial	Instalação
ID	Estaca	(-)	(-)	
2	72 + 19,79	630	200	Aérea
3	87 + 0,00	630	200	Enterrada

Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.5.5.3 Travessias de Linhas d'Água

Para as travessias de talvegues naturais, adotou-se como solução uma proteção mecânica, constituída por uma envoltória de concreto armado sobre a tubulação, no trecho que passa sob o talvegue da linha de água, em geral nos locais sujeitos a erosão, devido ao escoamento da água, como pode ser visto no desenho SER-1N-PE-HDM-TRAV-001, inseridos no Tomo 2 – Anexos do Projeto, deste Volume.

Para evitar a escavação do reaterro da vala após a instalação da adutora, foi previsto o revestimento do topo do reaterro com uma camada de 40 cm de enrocamento em pedra D50 mm. Para a adutora de água bruta foi prevista uma travessia envelopada entre as estacas 36+14,80 à 39+19,65 m.

3.4.6 Subtrecho 2 - Adutora de Água Tratada (EEAT 1 - Entroncamento)

A água captada na EBF será recalçada por uma tubulação flexível, de diâmetro externo de 630 mm, em PEAD PE 100, nos trechos enterrados e FoFo DN 600 nos trechos aéreos, em uma única tubulação, onde estarão interligados os três barriletes de recalque das bombas, independente do conjunto motobomba, com extensão total de 14.167,70 m até a localidade do Entroncamento (encontro entre as rodovias RN118 e BR226).

Tabela 3.61 - Resumo do sistema adutor (EEAT 1/ Entroncamento)

Trecho	Regime de Escoamento	Diâmetro Externo (mm)	Material	Extensão (m)	Cotas (m)		Velocidade de escoamento (m/s)	Perda de carga distribuída (m)
					Montante	Jusante		
EEAT 1 – Entroncamento	Recalque	630	PEAD PE 100 PN 16	4.089,08	62,10	141,23	1,80	35,66
			PEAD PE 100 PN 10	6.198,46			1,55	31,99
			FoFo k7 DN 600	3.354,58			1,55	

Fonte: Consórcio, 2021.

Conforme citado anteriormente, o sistema de adução do trecho 1N é composto por dois subtrechos de adução por recalque, sendo o primeiro de água bruta e o segundo de água tratada, conforme **Figura 3.9**, apresentada no item anterior.

O subtrecho 2 corresponde à linha de recalque compreendida entre a estação elevatória de água tratada (EEAT 1) e o ponto de encontro entre as rodovias RN-118 e BR-226, cujo traçado e dimensionamento foi realizado seguindo a metodologia descrita no item 0 e conforme descrições a seguir.

3.4.6.1 Traçado e Condições de Instalação

Após o tratamento em na ETA Jucurutu, parte da vazão captada no reservatório Armando Ribeiro Gonçalves será direcionada à entrada da EEAT 1, de onde será recalçada até a EEAT 2, vencendo uma altura manométrica de 136,92 mca. A água bombeada será conduzida por uma adutora de água trata em PEAD DE 630 (trechos enterrados) e FoFo

JGS k7 DN600 (trechos aéreos), percorrendo uma extensão total de 14.172,51 m, paralelamente à rodovia RN-118, pela margem direita no sentido de da área urbana de Jucurutu.

A chegar ao local de encontro com BR-226, a adutora cruza a RN-118, em uma travessia por método não destrutivo, e segue pela margem esquerda até o final do trecho 1N, materializado em uma caixa de derivação para a cidade de Caicó. Após a caixa de derivação, já no Trecho 2N, o traçado segue margeando a BR-226 (margem esquerda no sentido de São Vicente), até a chegada na EEAT 2.

Assim como no subtrecho 1, foram utilizados tubos em PEAD, que permitem a minimização do uso de conexões, de modo que foram adicionadas apenas nas mudanças de direção em ângulo de 90°, também em PEAD. Adotou-se a instalação da adutora em vala (enterrada), com recobrimento mínimo de 0,80 m nas zonas rurais e de 1,00 m nas regiões urbanizadas, considerando a condição de instalação mais econômica, conforme Volume 3 - Estudo de Otimização e Revisão, integrante da etapa anterior de Estudos Complementares.

3.4.6.2 Condições de Escoamento

Em resumo, seguindo os critérios apresentados anteriormente, chegou-se às seguintes características técnicas para a linha adutora compreendida entre a EEAT 1 e a EEAT 2:

- Diâmetro externo (PEAD) 630 mm;
- Diâmetro externo (FoFo) 635 mm;
- Extensão 15.991,78 m;
- Vazão nominal..... 375 L/s;
- Velocidade média 1,54 m/s;
- Perdas de carga ao longo da adutora 4,93 m/km;
- Cota piezométrica inicial (E 0+0,00) 210,47 m;
- Cota piezométrica final (EEAT 2) 140,55 m.

3.4.6.3 Estudo dos Transientes Hidráulicos

A Adutora de água tratada do Trecho 1 Norte (T1N) da Região do Seridó foi analisada do ponto de vista do funcionamento em regime permanente e transitório, considerando o regime de funcionamento previsto neste estudo de Revisão. Para tanto, foi elaborado um modelo hidráulico com os dados do sistema projetado. Para simular os regimes permanente e transitório fez-se a modelação computacional com o auxílio do software HAMMER da empresa Bentley Systems, o qual utiliza o método das características (MOC) para a modelação dos transientes hidráulicos.

A modelação efetuada pelo programa HAMMER considera os tubos como elementos que definem a topologia do sistema, assim como a sua extensão, e que fazem a ligação entre dois elementos particulares do sistema que se designam por condições de fronteira (NÓ's). As condições de fronteira podem ser válvulas, bombas, dispositivos de proteção hidráulico (reservatório de ar comprimido, reservatórios unidirecionais, chaminés de equilíbrio) ou simplesmente juntas entre dois trechos de tubulação de características iguais ou diferentes.

Na sequência serão apresentados os resultados obtidos a partir da simulação do trecho referente à adutora de água bruta do trecho T1N.

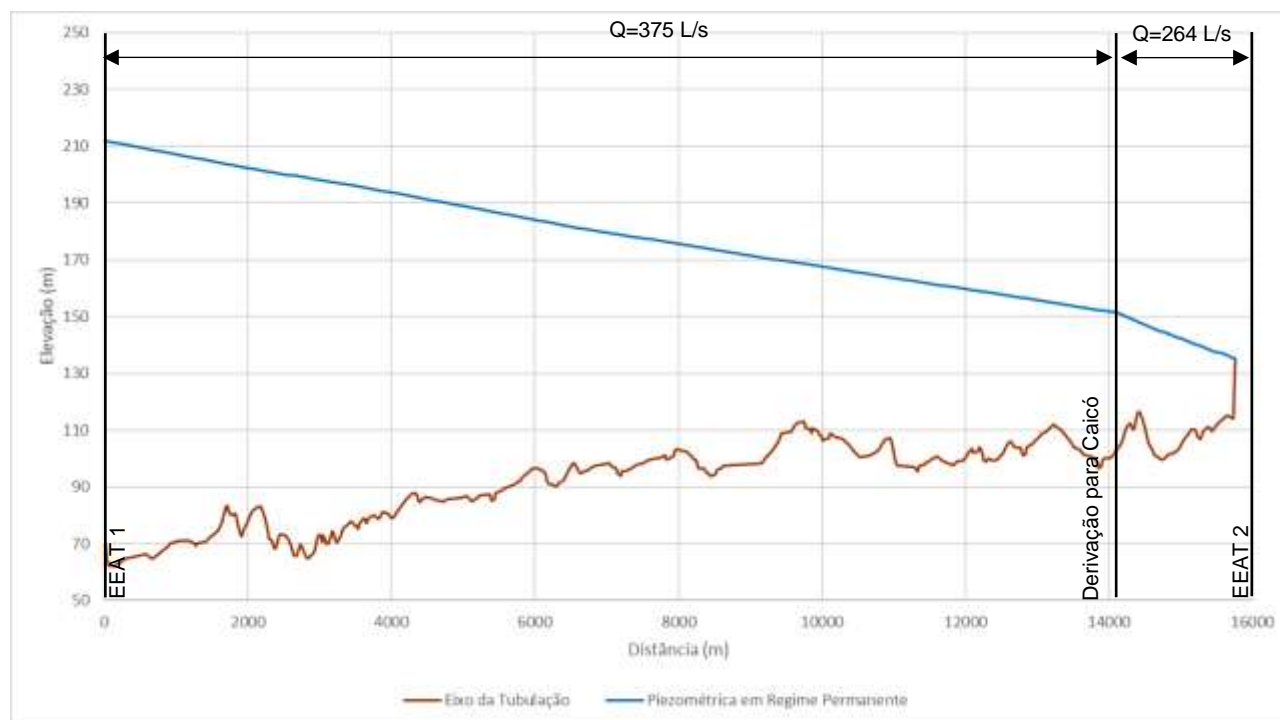
3.4.6.3.1 Regime Permanente

A topologia utilizada na elaboração dos modelos foi alimentada com os dados do projeto básico, tal qual apresentado a seguir:

- EEAT 1:
 - Regime de operação: 3+1;
 - Bomba (modelo adotado): KSB OMEGA 200-670 B;
 - Vazão: 375 L/s;
 - Altura Manométrica: 136,92;
 - Cota do poço de sucção: 64,10.
- Adutora de água tratada:
 - Trechos enterrados: Tubulação em PEAD (SDR 11 e SDR9) DE630.
 - Trechos aéreos: Tubulação em FoFo K7 DN600.
- Chegada:
 - Ponto de Entrega: Poço de sucção da EEAT 2;
 - Cota de Entrada (com folga de 8,73 m): 141,23.

Após a simulação efetuada para este cenário, foi possível verificar o comportamento das cargas piezométricas disponíveis, bem como das pressões ao longo de toda a linha. Para os resultados das cargas piezométricas disponíveis, são apresentados o perfil longitudinal da adutora e a linha piezométrica em regime permanente (**Figura 3.17**). Quanto aos resultados das pressões de serviço, são apresentados gráficos com as variações de pressão ao longo do caminhamento da adutora e o limite suportado pelas tubulações em PEAD SDR11 e SDR9 (**Figura 3.18**).

Figura 3.17 - Resultado para carga piezométrica disponível $Q = 375 \text{ L/s}$



Fonte: Consórcio, 2021.

Figura 3.18 - Resultado para as pressões disponíveis

Fonte: Consórcio, 2021.

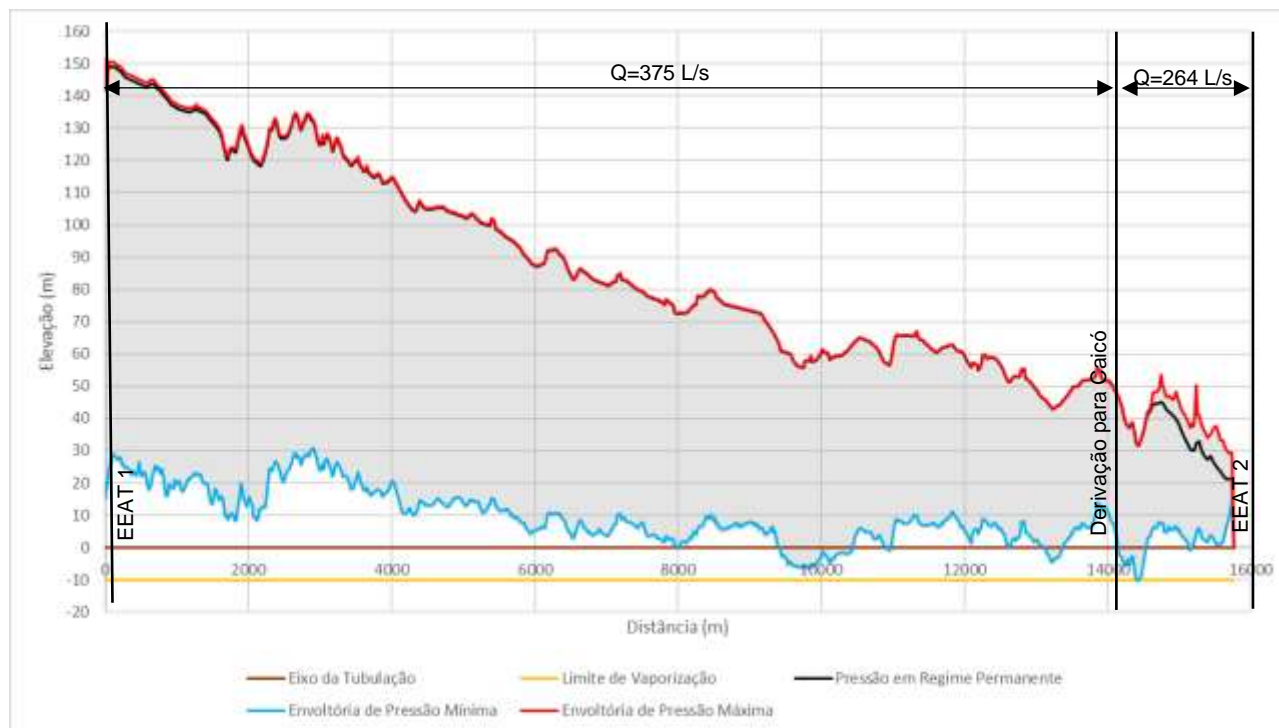
A análise das **Figuras 3.17 e 3.18** mostram que a pressão máxima de serviço em regime permanente é de 151,62 mca, inferior aos limites suportados pelos tubos PEAD SDR11 DN630 (163,15 mca), PEAD SDR17 DN630 (101,97 mca), bem como pelos tubos em FoFo k7 DN600 (343,70 mca).

3.4.6.3.2 Regime Transitório

A partir do modelo hidráulico de entrada foi possível realizar a simulação em Regime Transitório. Para a simulação do regime transitório, considerou-se a parada brusca dos conjuntos motobomba, analogamente ao que acontece por possível falta de energia elétrica ou parada de emergência do conjunto, mantendo a análise da simulação por um período de 300 s após a parada, período em que são verificados os valores de pressão máximas e mínimas.

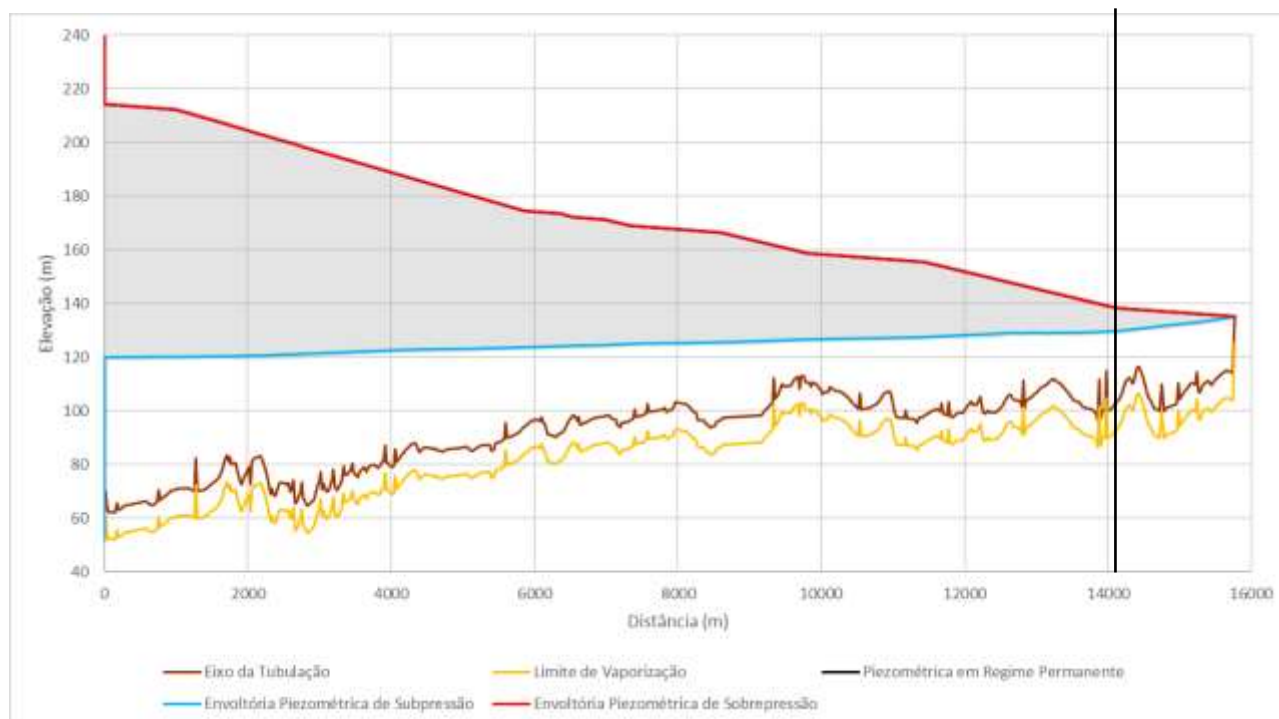
A **Figura 3.19** apresenta os resultados relativos à envoltória das pressões no trecho em regime transitório, para o cenário analisado. Já as envoltórias de carga piezométrica apresentadas na **Figura 3.20**, mostram alterações significativas nas envoltórias de pressão, com valores que variam entre 151,91 mca e -10,09 mca, ou seja, não assegurando o cumprimento da pressão mínima de -2 mca conforme preconizado pela norma NBR12.215:1 de 2017.

Figura 3.19 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória da Carga de Pressão)



Fonte: Consórcio, 2021.

Figura 3.20 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória Piezométrica)



Fonte: Consórcio, 2021.

Pela análise das **Figuras 3.19 e 3.20**, fica evidente que se faz necessária a presença de um dispositivo de proteção no sistema.

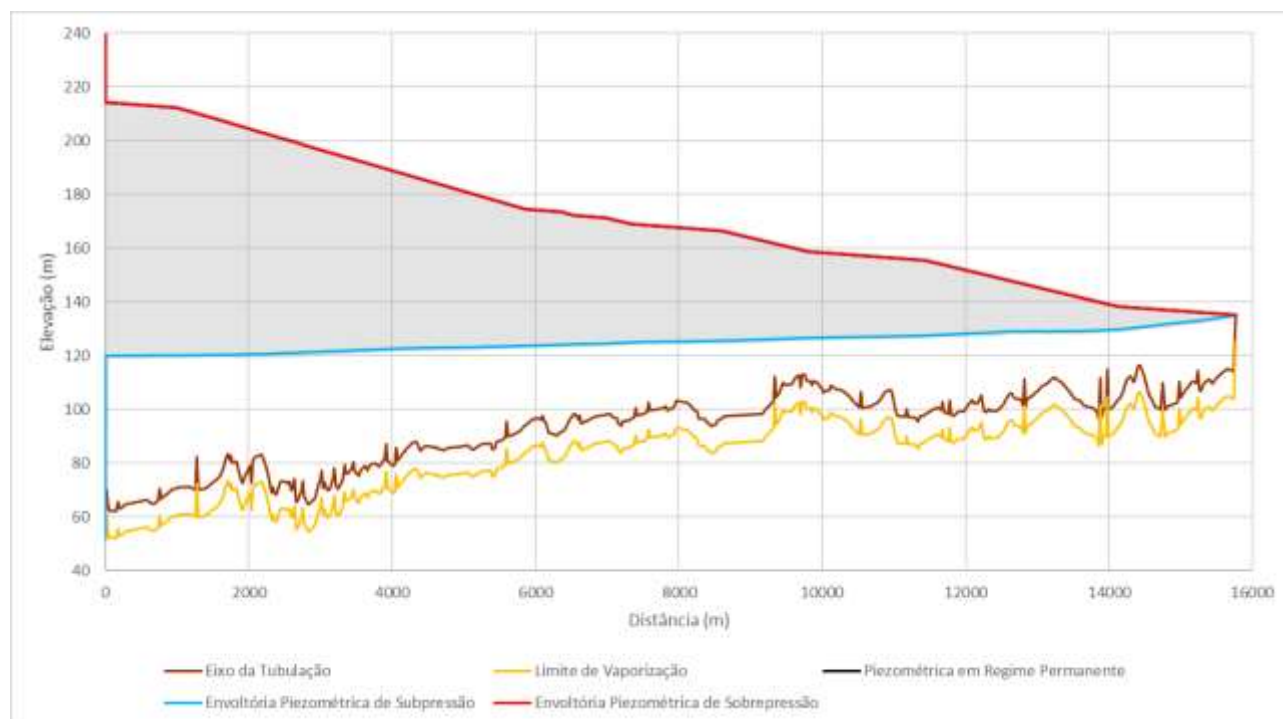
No intuito de garantir o adequado funcionamento do sistema de bombeamento, propõe-se a utilização de 2 reservatórios hidropneumáticos (RHO) junto à EEAT 1. O funcionamento do RHO consiste, no primeiro período, em fornecer água à tubulação descomprimindo-se, reduzindo assim a pressão interna. Durante o segundo período (com a retorno da onda elástica de pressão), inverte-se o sentido do escoamento e a água é novamente armazenada no reservatório, comprimindo o ar no seu interior.

A válvula quebra-vácuo consiste em um dispositivo que permite a entrada de grandes volumes de ar na tubulação quando da separação da coluna líquida, evitando a ocorrência das condições de vácuo (cavitação) na linha.

Para simulação foram utilizados os dados do hidropneumático de membrana de 20 m³ do fabricante Hydrostec, onde sua pressão de pré-carga deverá ser de 43,47 m. Nas condições de regime permanente a altura de água no RHO elevar-se-á 2,17 m em relação ao eixo da tubulação principal, o que resultará em um volume de ar de 7 m³ quando o sistema estiver em operação (regime permanente).

A seguir, na **Figura 3.21** e na **Figura 3.22** são apresentadas às envoltórias de carga piezométrica e pressão ao longo do sistema de bombeamento com proteção (RHO) e com as ventosas em funcionamento.

Figura 3.21 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória Piezométrica, com Proteção)



Fonte: Consórcio, 2021.

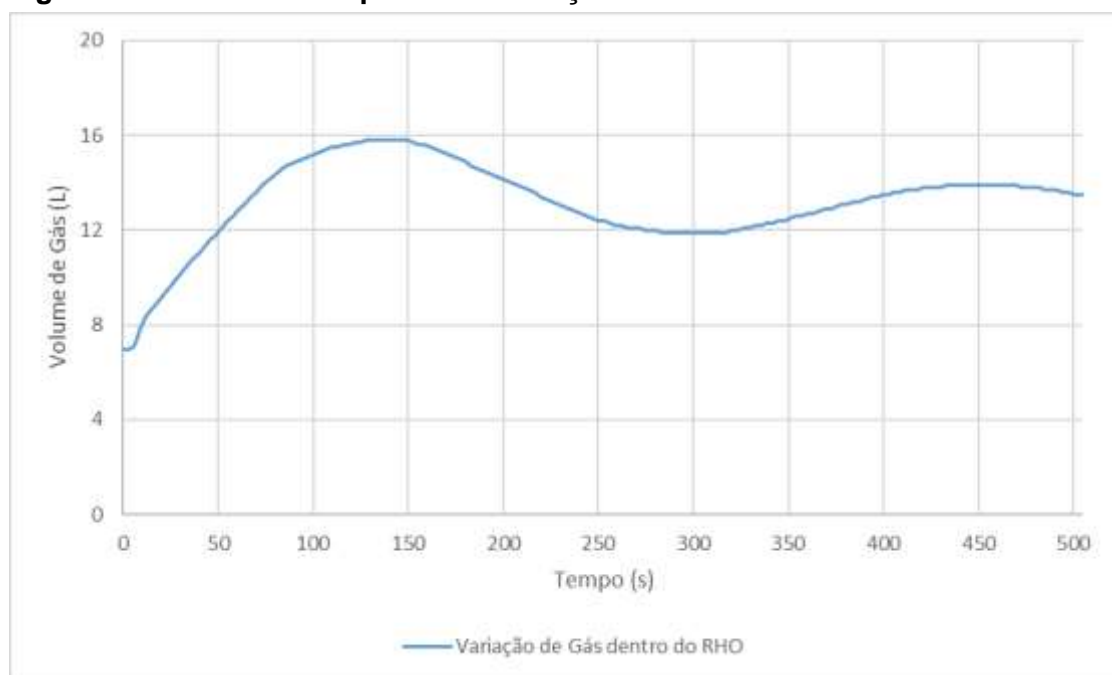
Figura 3.22 - Análise em Regime Transitório – Resultados (Envoltória de Pressão, com proteção)



Fonte: Consórcio, 2021.

Da análise das figuras acima observa-se que no sistema em estudo, com proteção (RHO) e com válvula quebra-vácuo, em condições normais de operação as pressões em regime transitório situam-se entre 151,62 mca e 0,00 mca. A curva de expansão/contração do gás dentro do RHO, durante a simulação é apresentada na **Figura 3.23**.

Figura 3.23 - Curva de Expansão/Contração do RHO da EEAT 1



Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.6.4 Equipamentos de Proteção e Operação da Adutora – Subtrecho 2 (EEAT 1 – Entroncamento)**3.4.6.4.1 Ventosas**

As ventosas são dispositivos de admissão e/ou expulsão de ar nas adutoras. A presença destes elementos se faz indispensável, uma vez que o ar acumulado dentro das tubulações acaba por formar bolsões resultando em grandes perdas de carga localizadas, que comprometem o transporte da água. Devem ser instaladas sempre nos pontos alto (mudança de declividade) e respeitando uma distância máxima de 700 m entre duas ventosas consecutivas.

As ventosas a instalar serão de tripla função, com diâmetro nominal DN 100 mm, sendo destinadas às três funções básicas seguintes:

- Saída de ar em pequenas quantidades em regime permanente;
- Entrada de grandes quantidades de ar, para proteção contra as subpressões no caso de esvaziamento;
- Saída de grandes quantidades de ar à pressão atmosférica, para enchimento da adutora.

De uma maneira geral as ventosas serão instaladas em câmaras de concreto armado, preferencialmente montadas acima do nível do solo, de forma a impedir a contaminação da água potável por águas subterrâneas ou pluviais. A seção total mínima dos ventiladores das câmaras de ventosas deve ser superior a 3 vezes a seção nominal das ventosas.

Foram previstos dois tipos de instalação, o Tipo 1 para os trechos rurais e menos adensados, e o Tipo 2 para as zonas urbanas, como pode ser verificado nos SER-1N-PE-HDM-VEN-001 e SER-1N-PE-HDM-VEN-002, integrantes do Tomo 2 – Anexos do Projeto.

Para o trecho compreendido entre a EBF e o Entroncamento Jucurutu, foram previstas 43 ventosas, sendo 24 unidades com instalação enterrada e 37 unidades com instalação aérea, cuja localização está apresentada na **Tabela 3.62**

Tabela 3.62 – Lista de ventosas do Subtrecho 2 – EEAT 1 – Entroncamento.

ID	Estaca	Diâmetro da Ventosa	Instalação
		(-)	
Ventosa-01	35 + 0	100	Aérea
Ventosa-02	52 + 14	100	Aérea
Ventosa-03	66 + 12,59	100	Enterrada
Ventosa-04	89 + 9	100	Enterrada
Ventosa-05	104 + 0,36	100	Enterrada
Ventosa-06	118 + 0,3	100	Enterrada
Ventosa-07	132 + 0,6	100	Enterrada
Ventosa-08	134 + 0,15	100	Enterrada
Ventosa-09	140 + 2,85	100	Enterrada
Ventosa-10	152 + 19,41	100	Enterrada
Ventosa-11	161 + 19,88	100	Enterrada
Ventosa-12	168 + 1,7	100	Enterrada
Ventosa-13	176 + 15,3	100	Enterrada
Ventosa-14	197 + 13,02	100	Enterrada
Ventosa-15	205 + 0,76	100	Enterrada
Ventosa-16	233 + 13,24	100	Enterrada

ID	Estaca	Diâmetro da Ventosa	Instalação
		(-)	
Ventosa-17	244 + 1,83	100	Enterrada
Ventosa-18	279 + 5,55	100	Enterrada
Ventosa-19	308 + 4,47	100	Aérea
Ventosa-20	330 + 18,34	100	Enterrada
Ventosa-21	352 + 15,53	100	Aérea
Ventosa-22	381 + 0,01	100	Aérea
Ventosa-23	394 + 17,75	100	Aérea
Ventosa-24	415 + 8,96	100	Aérea
Ventosa-25	428 + 7,91	100	Aérea
Ventosa-26	453 + 17	100	Enterrada
Ventosa-27	464 + 19,88	100	Enterrada
Ventosa-28	483 + 9,28	100	Enterrada
Ventosa-29	497 + 13,1	100	Aérea
Ventosa-30	528 + 2,29	100	Aérea
Ventosa-31	545 + 14,08	100	Enterrada
Ventosa-32	561 + 3,28	100	Aérea
Ventosa-33	575 + 7,77	100	Aérea
Ventosa-34	588 + 12,74	100	Enterrada
Ventosa-35	612 + 13,8	100	Enterrada
Ventosa-36	642 + 12,63	100	Enterrada
Ventosa-37	661 + 11	100	Enterrada
Ventosa-38	678 + 3,27	100	Enterrada
Ventosa-39	696 + 5,4	100	Enterrada
Ventosa-40	702 + 6,41	100	Enterrada

Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.6.4.2 Descargas

As descargas de fundo serão instaladas nos pontos baixos da adutora, de forma a permitir o seu esvaziamento completo. Para garantir um tempo de esvaziamento (t) máximo de 1,5 a 2 horas foram adotadas descargas com diâmetro DN 200 mm.

Sempre que forem instaladas em áreas urbanas, foi prevista a proteção da tubulação de descarga com uma laje de concreto acima de sua geratriz superior, a fim de evitar possíveis danos por sobrecarga de veículos. No desenho SER-1N-PE-HDM-DES-001 do Tomo 2 – Anexos do Projeto, são apresentados os desenhos tipo para a instalação das descargas.

As câmaras de descarga serão constituídas por dois compartimentos: o primeiro onde se instala uma válvula de registro e um segundo para descarga das águas. Quando a válvula está aberta, a água que se encontra no interior da adutora descarrega para a segunda câmara, que se enche até ao nível de descarga. As águas das descargas serão, no geral, descarregadas nas linhas de água a uma cota que permita a drenagem de todo o trecho por gravidade. Em alguns casos só se pode obter o esvaziamento completo, recorrendo ao bombeamento por grupos de bombeamento portáteis.

Na operação de descarga deverá ter-se em conta as limitações de capacidade do meio receptor, a proteção contra erosões e eventuais danos que possam afetar bens a jusante. Este aspecto poderá aumentar significativamente o tempo real de descarga da adutora. O encaminhamento das águas da descarga por um coletor para a linha de água, ou para um esgoto pluvial ou unitário não será permitido se houver possibilidade de refluxo. A cota do

ponto de ligação deverá ser superior à cota da geratriz superior do coletor da rede, ou à cota máxima do plano de água, caso se trate de um canal.

No subtrecho 2, foram previstas 34 descargas, de modo que 35 unidades serão instaladas enterradas e 04 unidades serão instaladas aéreas, conforme localização registrada na **Tabela 3.63**.

Tabela 3.63- Lista de descargas do Subtrecho 2 – EEAT 1 – Entroncamento.

Descarga				Diam. Adutora	Diam. Comercial	Descarga
ID	Estaca			(-)	(-)	
Descarga 01	45	+	2,35	600	200	Aérea
Descarga 02	54	+	1,6	630	200	Enterrada
Descarga 03	76	+	18,7	630	200	Enterrada
Descarga 04	100	+	0,55	630	200	Enterrada
Descarga 05	113	+	19,57	630	200	Enterrada
Descarga 06	122	+	5,52	630	200	Enterrada
Descarga 07	133	+	1,53	630	200	Enterrada
Descarga 08	137	+	6,4	630	200	Enterrada
Descarga 09	143	+	2,17	630	200	Enterrada
Descarga 10	157	+	19,25	630	200	Enterrada
Descarga 11	163	+	19,17	630	200	Enterrada
Descarga 12	172	+	6,77	630	200	Enterrada
Descarga 13	181	+	10,82	630	200	Enterrada
Descarga 14	201	+	1,46	630	200	Enterrada
Descarga 15	217	+	7,92	630	200	Enterrada
Descarga 16	238	+	1,63	630	200	Enterrada
Descarga 17	249	+	4,29	630	200	Enterrada
Descarga 18	293	+	1,44	630	200	Enterrada
Descarga 19	313	+	13,71	630	200	Enterrada
Descarga 20	340	+	3,78	630	200	Enterrada
Descarga 21	354	+	4,48	630	200	Enterrada
Descarga 22	408	+	4,99	630	200	Enterrada
Descarga 23	425	+	14,75	600	200	Aérea
Descarga 24	435	+	6,25	630	200	Enterrada
Descarga 25	481	+	10,2	630	200	Enterrada
Descarga 26	493	+	9,58	630	200	Enterrada
Descarga 27	509	+	2,12	600	200	Aérea
Descarga 28	546	+	18,35	630	200	Enterrada
Descarga 29	572	+	7,75	600	200	Aérea
Descarga 30	578	+	2,39	630	200	Enterrada
Descarga 31	601	+	2,47	630	200	Enterrada
Descarga 32	621	+	16,75	630	200	Enterrada
Descarga 33	673	+	19,4	630	200	Enterrada
Descarga 34	680	+	1,26	630	200	Enterrada
Descarga 35	698	+	3,22	630	200	Enterrada

Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.6.4.3 Caixas de Manobra

As caixas de manobra, equipadas com válvulas de borboleta DN600 mm, foram previstas de forma a possibilitar o isolamento das adutoras de recalque em trechos de aproximadamente 5 km (a extensão total da adutora é aproximadamente 14 km, desde a EEAT 1 até o Entroncamento). Desta forma será possível efetuar uma operação de

reparação ou manutenção em qualquer um dos trechos de 5 km sem a necessidade de esvaziar os restantes trechos. Também foram previstas caixas de manobra a montante e a jusante da travessia da rodovia RN-118. Assim, foram previstas 04 caixas de manobra nas estacas apresentadas na **Tabela 3.64**.

Tabela 3.64 – Caixas de Manobra do Trecho T1N

Caixa de manobra	Estaca
Caixa 1	265
Caixa 2	577+17
Caixa 3	672+14
Caixa 4	676+18

Fonte: Consórcio, 2021.

No Desenho SER-1N-PE-HDM-MAN-001 apresentam-se os desenhos tipo para as caixas de manobra.

3.4.6.4.4 Travessias de Linhas d'Água

Para as travessias de talvegues naturais, adotou-se como solução uma proteção mecânica, constituída por uma envoltória de concreto armado sobre a tubulação, no trecho que passa sob o talvegue da linha de água, em geral nos locais sujeitos a erosão, devido ao escoamento da água, como pode ser visto nos desenhos SER-1N-PE-HDM-TRAV-001 a 06, inseridos no Tomo 2 – Anexos do Projeto, deste Volume.

Para evitar a escavação do reaterro da vala após a instalação da adutora, foi previsto o revestimento do topo do reaterro com uma camada de 40 cm de enrocamento em pedra D50 mm. A **Tabela 3.65**, apresenta a lista das travessias envelopadas previstas no Trecho 1N.

Tabela 3.65 - Lista de travessias envelopadas do Trecho 2N.

Travessia	Estaca Inicial	Estaca Final
Travessia 1	367+3,00	367+17,00
Travessia 2	402+15,00	404+5,00
Travessia 3	545+19,00	549+2,00
Travessia 4	594+5,00	596+2,00
Travessia 5	621+5,00	622+5,00
Travessia 6	672+0,00	674+5,00

Fonte: Consórcio, 2021.

3.4.6.4.5 Travessia por Método não Destrutivo

Ao final do subtrecho 2, o traçado da adutora cruza a rodovia RN-118, seguindo pela margem direita, com sentido à EEAT 2. Com vistas a não interromper o fluxo de veículos, foi prevista a execução desta travessia, sob a rodovia, por método não destrutivo.

A travessia por método não destrutivo consiste na abertura de um túnel linear ou na instalação de um tubo camisa, de diâmetro superior ao diâmetro da adutora, o que possibilita a passagem dos tubos a serem instalados no local, sem a necessidade de maiores interferências, como abertura de vala, por exemplo.

A solução adotada para esta travessia consiste na implantação (cravação), através de um furo direcional, de um tubo camisa em PEAD para posterior instalação da adutora. A travessia inicia na estaca 674+13,50m e encerra na estaca 675+5,50m, totalizando 10,93 m em tubo camisa de 300 mm de diâmetro e sua profundidade mínima de recobrimento

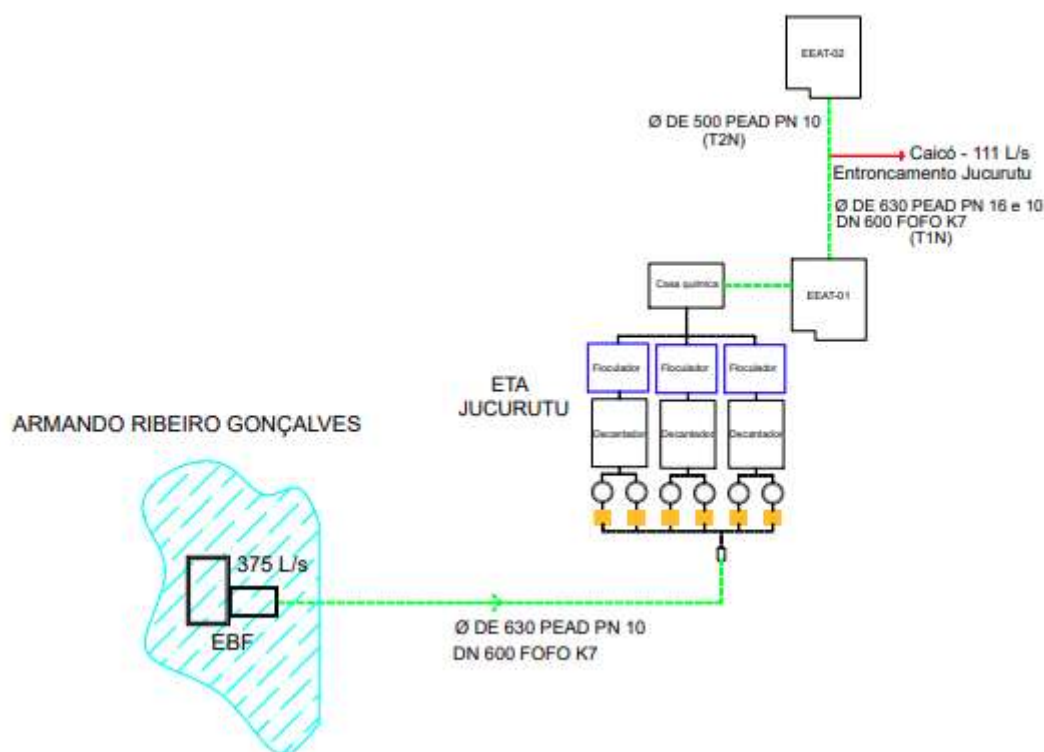
deve ser igual a 1,50 m. Após a realização cravação do tubo camisa, os tubos da adutora deverão ser centrados e guiados através do interior da travessia, de maneira similar ao primeiro tubo.

Para fins de isolar o trecho da travessia, em caso de eventual necessidade de manutenção, foi prevista a implantação de duas caixas de manobra, a montante e a jusante da travessia, dotadas de registros de gaveta para isolamento do trecho, como pode ser observado no desenho SER-1N-PE-HID-MND-001-R0, integrante do Tomo 2 – Anexos do Projeto.

3.5 ESQUEMA HIDRÁULICO DO SISTEMA PROJETADO

A **Figura 3.24** apresenta o esquema hidráulico do sistema projetado, baseado nas informações aqui apresentadas, até o poço de sucção da EEAT 2, cujos detalhes estão apresentados no Tomo 2 – Anexos do Projeto.

Figura 3.24 - Esquema Hidráulico do Sistema Projetado – T1N



Fonte: Consórcio, 2021.

4. *MEMORIAL DE CÁLCULO*

4 MEMORIAL DE CÁLCULO

Neste capítulo estão apresentadas as planilhas de cálculo utilizadas no dimensionamento das unidades projetadas. Ressalta-se que, de maneira a garantir as boas condições hidráulicas de funcionamento das linhas adutoras e das unidades de bombeamento, foram levadas em consideração as condições físicas dos tubos para a situação de final de plano; ou seja, foi considerado o envelhecimento das tubulações.

4.1 ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO FLUTUANTE (EBF – CALHA PARSHALL DA ETA JUCURUTU)

Cota Máxima da EBF (m)	$C_{\text{máx_EBF}} = 55,00$
Q - Vazão de Recalque (l/s):	$Q_{\text{máx.}} = 375,00$
Q - Vazão de Recalque por bomba (l/s) (2+1R)	$Q_{\text{Bomba}} = 187,50$
L_s - Extensão da sucção (m) =	$L_s = 6,20$
L_r - Extensão do recalque (m) =	$L_r = 2.549,55$
L_1 - PN10 – PEAD (m) =	$L_1 = 1.627,18$
L_1 - FoFo k7 (m) =	$L_2 = 922,37$
Diâmetro de recalque PN 10 (mm) PEAD =	$D_1 = 555,20$
Diâmetro de recalque (mm) FOFO =	$D_2 = 610,60$
V_1 - Velocidade média no recalque ($V=Q/A$) (m/s) - PEAD=	$V_1 = 1,55$
V_2 - Velocidade média no recalque ($V=Q/A$) (m/s) - FOFO=	$V_2 = 1,28$
K - Rugosidade média (mm) = Plástico (recalque)	$c = 0,120$
K - Rugosidade média (mm) = Ferro (sucção)	$c = 0,20$
H_m - Cota do NA Elevatória (NA mínimo) =	$C_M = 45,00$
H_m - Cota do NA Elevatória (NA Máximo) =	$C_M = 55,00$
H_J - Cota do NA a jusante (GS da tubulação de entrada) =	$C_J = 77,54$
H_g - Altura geométrica ($H_g = H_J - H_M$) (m) =	
A partir do NA máximo na sucção =	$H_g = 22,54$
A partir do NA mínimo na sucção =	$H_g = 32,54$
h_s - Cálculo das perdas de carga localizadas ($k.V^2/2.g$) (m) =	$h_s = 0,42$

Cálculo das perdas de carga distribuídas unitárias (m/m):

j_s - Na sucção	$j_s \text{ (m/m)} = 0,0001483$
j_{r1} - No recalque (PN 10) - PEAD	$j_{r1} \text{ (m/m)} = 0,00329966$
j_{r2} - No recalque (PN 10) - FoFo	$j_{r2} \text{ (m/m)} = 0,00220020$

Cálculo das perdas de carga distribuídas totais (m) =

hf_s - Na sucção ($hf_s = j_s.L_s$)	$hf_s \text{ (m)} = 0,00092$
hf_{r1} - No recalque ($hf_{r1} = j_{r1}.L_r$) - PEAD	$hf_{r1} \text{ (m)} = 5,36915$
hf_{r2} - No recalque ($hf_{r2} = j_{r2}.L_r$) - FoFo	$hf_{r2} \text{ (m)} = 2,02940$

H_m - Altura manométrica ($H_{\text{man}} = H_g + h_s + hf_s + hf_r$):

Mínima (a partir do NA máximo na sucção) =	$H_m \text{ (m)} = 30,36$
Máxima (a partir do NA mínimo na sucção) =	$H_m \text{ (m)} = 40,36$

Diâmetro Escolhido Tubulação de Sucção: FoFo 600 mm $v = 0,64 \text{ m/s}$

Peça	Quant.	K	K _{total}	D(m)	A(m ²)	Q(m ³ /s)	v(m/s)	Δh
Válvula de borboleta aberta	1,00	0,30	0,30	0,611	0,293	0,188	0,640	0,00627
Curva de 90°	1,00	0,40	0,40	0,611	0,293	0,188	0,640	0,00836
Curva de 45°	1,00	0,20	0,20	0,611	0,293	0,188	0,640	0,00418
Redução	1,00	0,15	0,15	0,611	0,293	0,188	0,640	0,00313
Válvula de pé	1,00	1,75	1,75	0,611	0,293	0,188	0,640	0,03657
Crivo	1,00	0,75	0,75	0,611	0,293	0,188	0,640	0,01567
Soma:			3,550	Total=				0,074187

a) Cálculo das perdas de carga distribuídas $hf = j.L$

a.1) Na sucção j_s (m/m) = 0,0005488
 hf_s (m) = 0,003403

a.2) No recalque FoFo 500 mm $v = 0,92$ m/s

Peça	Quant.	K	K _{total}	D(m)	A(m ²)	Q(m ³ /s)	v(m/s)	Δh
Curva de 90°	2,00	0,40	0,80	0,509	0,203	0,188	0,921	0,035
Válvula sustentadora e controladora	1,00	5,90	5,90	0,509	0,203	0,188	0,921	0,255
Válvula de borboleta aberta	2,00	0,30	0,60	0,509	0,203	0,188	0,921	0,026
Tê de passagem direta	1,00	0,60	0,60	0,509	0,203	0,188	0,921	0,026
Redução	1,00	0,15	0,15	0,509	0,203	0,188	0,921	0,006
Soma =			8,050	Total=				0,3484

a.3) Cálculo das perdas de carga distribuídas total $hf = j.L$

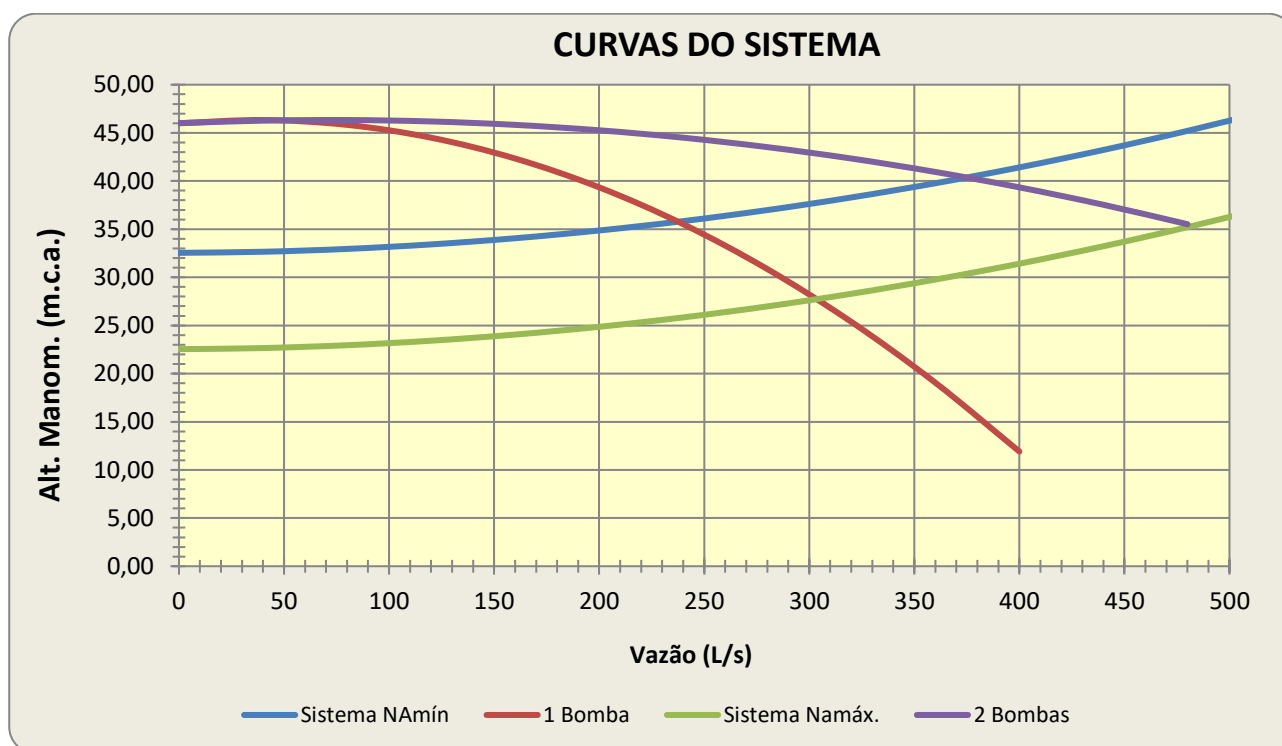
$j_{r2}(FoFo)$ (m/m) = 0,00220020
 $hf_{r2}(FoFo)$ (m) = 1,45682

j_{r1PEAD} (m/m) = 0,00329966
 hf_{r1PEAD} (m) = 6,18298

Curva com 3 pontos quaisquer
Pontos da curva da bomba existente

Q (l/s)	H	1 Bomba
0,00	46,00	46,00
187,50	45,46	46,27
375,00	40,36	46,33
		46,18
a=	-6,49E-05	45,83
b=	9,31E-03	45,27
c=	46,00000	44,50
		43,52
		42,33
		40,94
		39,34
		37,53
		35,52

Q (l/s)	H	2 Bombas
0,00	46,00	46,00
93,75	45,46	46,33
187,50	40,36	45,83
		44,50
a=	-2,60E-04	42,33
b=	1,86E-02	39,34
c=	46,00000	35,52
		30,86
		25,37
		19,06
		11,91
		3,93
		-4,88

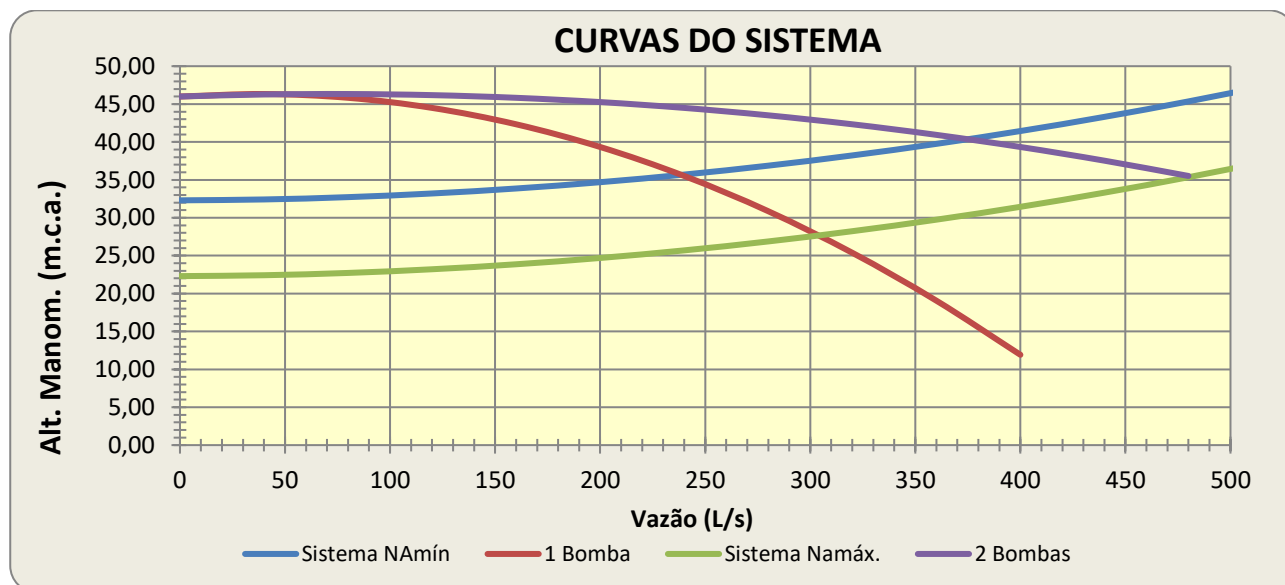


Curva da bomba: $H = aQ^2 + bQ + c$

$a = -2,596E-04$
 $b = 1,862E-02$
 $c = 4,600E+01$

Q _{1B} (l/s)	hp (m)	Sucção	Recalque	hf (m)	Hf (m)	Hm _{NAMín} (m)	Hm _{NAMáx} (m)
0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	32,54	22,54
40,00	0,005	0,00005	0,11	0,11	0,11	32,65	22,65
80,00	0,019	0,00019	0,39	0,39	0,41	32,95	22,95
120,00	0,043	0,00040	0,83	0,83	0,88	33,42	23,42
160,00	0,077	0,00068	1,44	1,44	1,51	34,05	24,05
200,00	0,120	0,00104	2,20	2,20	2,32	34,86	24,86
240,00	0,173	0,00146	3,12	3,12	3,30	35,84	25,84

Q_{1B} (l/s)	hp (m)	Sucção	Recalque	hf (m)	Hf (m)	Hm _{NAmin} (m)	Hm _{NAmax} (m)
280,00	0,236	0,00195	4,20	4,20	4,44	36,98	26,98
320,00	0,308	0,00252	5,44	5,44	5,75	38,29	28,29
360,00	0,389	0,00315	6,83	6,84	7,23	39,77	29,77
400,00	0,481	0,00385	8,39	8,39	8,87	41,41	31,41
440,00	0,582	0,00462	10,10	10,10	10,69	43,23	33,23
480,00	0,692	0,00545	11,97	11,97	12,67	45,21	35,21
520,00	0,813	0,00636	13,99	14,00	14,81	47,35	37,35



b) Parâmetros da Bomba projetada

Marca	KSB
Modelo	Meganorm 250-200-315
Nº de estágios	-
Nº de conjuntos	-
Total	3
Em operação	2
Potência cons. do conj. motor-bomba (CV)	143,14
Potência comercial do conj. motor-bomba (CV)	150
Rotação da bomba (rpm)	1.750
Diâmetro do recalque (mm)	200
Diâmetro da sucção (mm)	250
Rendimento (%)	85,00%
Diâmetro do rotor (mm)	320

d) NPSH Disponível

$$NPSH_D = H_{GS} - \sum \Delta H_s + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vapor}}{\gamma}$$
 Hgs - Altura do eixo da bomba até o NA mín.
 Hgs - Altura do eixo da bomba até o NA máx.
 ΔHs - Perda de carga total na sucção

$$\frac{P_{atm}}{\gamma} = 10,33 - \frac{h}{900} \quad 37 \text{ m}$$

-1,37 m

0,08 m

P_{atm}/γ	10,28 m
P_{vapor}/γ	0,43 m
$NPSH_{Disponível}$	8,40 m
$NPSH_{Requerido}$	4,39 m

4.2 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA – BALANÇO DE MASSA

4.2.1 Balanço de Massa (Turbidez Média: 92 UNT)

Balanço de Massa		Condição Inicial	Iteração								
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª
Estimativa de Produção de Lodo											
Dosagem de Coagulante como Sal (mg/L):	D _{SAL} =	7,70	7,70	7,70	7,70	7,70	7,70	7,70	7,70	7,70	7,70
Dosagem de Coagulante Expresso como (mg AL+3/L):	D _{AL} =	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
$D_{AL} = D_{sal}^{54}/_{210,48}$											
Vazão da ETA(m³/d):	Q _L =	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00
Turbidez da Água Bruta (UNT):	T=	92,00	92,00	92,00	92,00	92,00	92,00	92,00	92,00	92,00	92,00
Relação SST/Turbidez:	K=	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Outros Aditivos (mg/L):	oA=	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
Produção de lodo seco (kg/d):	P _L =	4.357,20	4.357,20	4.357,20	4.357,20	4.357,20	4.357,20	4.357,20	4.357,20	4.357,20	4.357,20
$P_L = Q.(4,22 * D_{AL} + K.T + OA).10^{-3} + Q_{s,rec}$											
Balanço de Massa (Decantadores)											
Vazão Líquida Afluente à Sedimentação (m³/d):	Q _{L1} =	32.400	33.887,14	33.961,18	33.975,02	33.977,61	33.978,09	33.978,18	33.978,20	33.978,20	33.978,20
Vazão Sólida Afluente à Sedimentação (kg/d):	Q _{S1} =	4.357,20	5.171,80	5.324,10	5.352,60	5.357,90	5.358,90	5.359,10	5.359,10	5.359,10	5.359,10
Taxa de Captura de Sólidos (%):	TC=	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00
Vazão Sólida de Lodo Efluente do Decantador (Kg/dia):	Q _{S2} =	4.139,30	4.913,22	5.057,92	5.084,98	5.090,03	5.090,98	5.091,16	5.091,19	5.091,19	5.091,19
$Q_{S2} = Q_{S1} \cdot TC(\%)/_{100}$											
Vazão Sólida Efluente Encaminhada ao Filtros (Kg/dia):	Q _{S3} =	217,86	258,59	266,21	267,63	267,90	267,95	267,96	267,96	267,96	267,96
$Q_{S3} = Q_{S1} - Q_{S2}$											
Teor de Sólidos do Lodo (%):	TS=	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Massa Especifica do Lodo (kg/m³):	p _{lodo} =	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00
Vazão Líquida de Lodo Enviada ao Tanque de Equalização de Lodo (m³/dia):	Q _{L,Lodo1} =	410,24	486,94	501,28	503,96	504,46	504,56	504,57	504,58	504,58	504,58
$Q_{L,Lodo1} = 100Q_{S2}/_{TS\rho_{Lodo}}$											
Vazão Líquida Afluente as Unidades de Filtração (m³/dia):	Q _{L2} =	31.989,76	32.309,04	33.459,90	33.471,06	33.473,14	33.473,53	33.473,61	33.473,62	33.473,62	33.473,62
$Q_{L2} = Q_{L1} - Q_{L,Lodo1}$											
Balanço de Massa (Filtros)											
Taxa de Retro lavagem dos Filtros (m³/m².dia):	q _{lav} =	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00
Vazão de Lavagem dos Filtros (L/s):	Q _{lav,filtr} =	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10
Tempo de Lavagem (min):	t=	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
Volume de Água de Lavagem por Filtro (m³):	V _{al} =	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86
Número de Unidades Lavadas por Dia (Und.):	N _{filtro} =	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
Volume Total Diário de Água de Lavagem (m³):	V _{altotal} =	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16
$V_{altotal} = V_{al}N_{filtro}$											

Balanco de Massa		Condição Inicial	Iteração								
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª
Volume de Água Consumida Dia (%):	V _% =	3,37	3,22	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21
$V_{\%} = V_{altotal} / (Q_{L1} \cdot 864000)$											
Taxa de Captura de Sólidos nos Filtros Rápidos (%):	TC=	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Vazão de Lodo Efluente dos Filtros e Afluente ao Tanque de Regularização (kg/dia)	Q _{S4} =	217,86	258,59	266,21	267,63	267,90	267,95	267,96	267,96	267,96	267,96
$Q_{S4} = Q_{S3} \cdot TC(\%) / 100$											
Vazão Líquida Afluente a EEAT 01 (m³/dia):	Q _{L3} =	30.898,60	32.309,04	32.368,74	32.379,90	32.381,98	32.382,37	32.382,45	32.382,46	32.382,46	32.382,46
$Q_{L3} = Q_{L2} - V_{altotal}$											
Balanco de Massa (Tanque de Regularização)											
Taxa de Captura de Sólidos no Tanque de Regularização (%):	TC=	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Vazão Sólida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (Kg/dia):	Q _{S5} =	4.357,15	5.171,81	5.324,13	5.352,61	5.357,93	5.358,93	5.359,11	5.359,15	5.359,15	5.359,15
$Q_{S5} = Q_{S4} \cdot TC / 100$											
Vazão Sólida de Lodo Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (Kg/dia):	Q _{S6} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$Q_{S6} = Q_{S4} - Q_{S5}$											
Teor de Sólidos do Lodo (%):	TS=	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Massa Específica do Lodo (Kg/m³):	p _{lodo} =	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00
Vazão Líquida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (m³/dia):	Q _{L,Lodo2} =	1.501,40	1.578,10	1.592,44	1.595,12	1.595,62	1.595,72	1.595,73	1.595,74	1.595,74	1.595,74
$Q_{L,Lodo2} = Q_{L,Lodo1} + V_{altotal}$											
Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (m³/dia):	Q _{ar1} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$Q_{ar1} = Q_{L,lodo2} - (TC \cdot Q_{L,Lodo2})$											
Balanco de Massa (Adensadores)											
Dosagem de Polímero Aplicada (g/Kg de ST):	D _{pol} =	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
Massa de Polímero Incorporado ao Lodo (Kg/dia):	P=	21,79	35,34	26,62	26,76	26,79	26,79	26,80	26,80	26,80	26,80
$P = Q_{S,5} \cdot D / 1000$											
Taxa De Captura De Sólidos Nos Adensadores (%):	TC=	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00
Vazão Sólida do Lodo Efluente Encaminhada para a Desidratação (Kg/dia):	Q _{S7} =	3.722,10	4.418,02	4.548,14	4.572,46	4.577,01	4.577,86	4.578,02	4.578,05	4.578,05	4.578,05
$Q_{S7} = (Q_{S5} + P) \cdot TC(\%) / 100$											
Vazão Sólida Efluente Encaminhada para o T. de Água Recuperada (kg/dia):	Q _{S8} =	656,84	779,65	802,61	806,91	807,71	807,86	807,89	807,89	807,89	807,89
$Q_{S8} = Q_{S6} - Q_{S7}$											

Balanço de Massa		Condição Inicial	Iteração								
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª
Teor de Sólidos no Lodo Adensado (%):	TS=	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Massa específica do lodo adensado (Kg/m³):	p _{lodo} =	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00
Vazão Líq. Lodo Efluente do Adensam. p/Desidratação (m³/dia):	Q _{L,Lodo3} =	175,57	208,40	214,53	215,68	215,90	215,94	215,94	215,95	215,95	215,95
$Q_{L,Lodo3} = 100Q_{S7} / TS \cdot \rho_{Lodo}$											
Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (m³/dia):	Q _{ar2} =	1.325,83	1.369,70	1.377,91	1.379,44	1.379,73	1.379,78	1.379,79	1.379,79	1.379,79	1.379,79
$Q_{ar2} = Q_{L,Lodo2} - Q_{L,Lodo3}$											
Balanço de Massa (Bags)											
Dosagem de Polímero na Desidratação (g/Kg de S.T):	D=	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
Massa de Polímero Incorporado (Kg/dia):	P=	29,78	35,34	36,39	36,58	36,62	36,62	36,62	36,62	36,62	36,62
$P = Q_{S,7} \cdot D_{pol} / 1000$											
Taxa de Captura de Sólidos na Unidade de Desidratação (%):	TS=	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00
Vazão Sól. Lodo Efluente da Unidade de Desidratação (Kg/dia):	Q _{S9} =	3.564,28	4.230,70	4.355,30	4.378,59	4.382,95	4.383,76	4.383,91	4.383,94	4.383,94	4.383,94
$Q_{S9} = (Q_{S7} + P) \cdot TC(\%) / 100$											
Vazão Sól. Desidratação Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (Kg/dia):	Q _{S10} =	157,82	187,32	192,84	193,87	194,07	194,10	194,11	194,11	194,11	194,11
$Q_{S10} = Q_{S9} - Q_{S10}$											
Teor de Sólidos no Lodo Desidratado (%):	TS=	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
Massa específica do lodo desidratado (kg/m³):	p _{lodo} =	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00
Volume Lodo Produzido Pelo Sistema Desidratação (m³/dia):	Q _{L,Lodo4} =	15,50	18,39	18,94	19,04	19,06	19,06	19,06	19,06	19,06	19,06
$Q_{L,Lodo4} = 100Q_{S9} / TS \cdot \rho_{Lodo}$											
Vazão de Água Incorporada no Lodo (m³/dia):	Q _{L,Lodo5} =	14,26	16,92	17,42	17,51	17,53	17,54	17,54	17,54	17,54	17,54
$Q_{L,Lodo5} = Q_{S9}(100 - TS) / TS \cdot 1000$											
Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Clarificada (m³/dia):	Q _{ar3} =	161,31	191,47	197,11	198,17	198,37	198,40	198,41	198,41	198,41	198,41
$Q_{ar3} = Q_{L,Lodo3} - Q_{L,Lodo5}$											
Novas Vazões Líquidas e Sólidas:											
Vazão Líquida Total Recirculada (m³/dia):	Q _{l,rec} =	1.487,14	1.561,18	1.575,02	1.577,61	1.578,09	1.578,18	1.578,20	1.578,20	1.578,20	1.578,20
$Q_{l,rec} = Q_{ar1} + Q_{ar2} + Q_{ar3}$											
Vazão Sólida Total Recirculada (kg/dia):	Q _{S,rec} =	814,66	966,97	995,45	1.000,78	1.001,77	1.001,96	1.001,99	1.002,00	1.002,00	1.002,00
$Q_{S,rec} = Q_{S10} + Q_{S8} + Q_{S6}$											
Nova Vazão Afluente Líquida na Calha Parshall (m³/dia):	Q _T =	33.887,14	33.961,18	33.975,02	33.977,61	33.978,09	33.978,18	33.978,20	33.978,20	33.978,20	33.978,20

Balanco de Massa		Condição Inicial	Iteração								
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª
$Q_T = Q_{L1} + Q_{l,rec}$											
Nova Vazão Afluente Sólida na Calha Parshall (Kg/Dia):	Q _{ST} =	5.171,81	5.324,13	5.352,61	5.357,93	5.358,93	5.359,11	5.359,15	5.359,15	5.359,15	5.359,15
$Q_{ST} = P_L + Q_{s,rec}$											

4.2.2 Balanco de Massa (Turbidez Média: 197,70 UNT)

Balanco de Massa		Condição Inicial	Iteração								
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª
Estimativa de Produção de Lodo											
Dosagem de Coagulante como Sal (mg/L):	D _{SAL} =	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Dosagem de Coagulante Expresso como (mg AL+3/L):	D _{AL} =	25,66	25,66	25,66	25,66	25,66	25,66	25,66	25,66	25,66	25,66
$D_{AL} = D_{sal}^{54} / 210,48$											
Vazão da ETA(m³/d):	Q _L =	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00	32.400,00
Turbidez da Água Bruta (UNT):	T=	197,70	197,70	197,70	197,70	197,70	197,70	197,70	197,70	197,70	197,70
Relação SST/Turbidez:	K=	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Outros Aditivos (mg/L):	oA=	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
Produção de lodo seco (kg/d):	P _L =	10.885,30	10.885,30	10.885,30	10.885,30	10.885,30	10.885,30	10.885,30	10.885,30	10.885,30	10.885,30
$P_L = Q \cdot (4,22 \cdot D_{AL} + K \cdot T + OA) \cdot 10^{-3} + Q_{s,rec}$											
Balanco de Massa (Decantadores)											
Vazão Líquida Afluente à Sedimentação (m³/d):	Q _{L1} =	32.400,00	34.480,57	34.665,39	34.699,97	34.706,44	34.707,64	34.707,87	34.707,91	34.707,91	34.707,91
Vazão Sólida Afluente à Sedimentação (kg/d):	Q _{S1} =	10.885,30	12.920,60	13.301,10	13.372,20	13.385,50	13.388,00	13.388,50	13.388,60	13.388,60	13.388,60
Taxa de Captura de Sólidos (%):	TC=	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00
Vazão Sólida de Lodo Efluente do Decantador (Kg/dia):	Q _{S2} =	10.341,06	12.274,53	12.636,03	12.703,62	12.716,26	12.718,62	12.719,06	12.719,14	12.719,14	12.719,14
$Q_{S2} = Q_{S1} \cdot TC(\%) / 100$											
Vazão Sólida Efluente Encaminhada ao Filtros (Kg/dia):	Q _{S3} =	544,27	646,03	665,05	668,61	669,28	669,40	669,42	669,43	669,43	669,43
$Q_{S3} = Q_{S1} - Q_{S2}$											
Teor de Sólidos do Lodo (%):	TS=	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Massa Especifica do Lodo (kg/m³):	p _{lodo} =	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00
Vazão Liquida de Lodo Enviada ao Tanque de Equalização de Lodo (m³/dia):	Q _{L,Lodo1} =	1.024,88	1.219,50	1.252,33	1.259,03	1.260,28	1.260,52	1.260,56	1.260,57	1.260,57	1.260,57
$Q_{L,Lodo1} = 100Q_{S2} / TS p_{Lodo}$											
Vazão Líquida Afluente as Unidades de Filtração (m³/dia):	Q _{L2} =	31.375,12	33.264,06	33.413,05	33.440,94	32.354,99	32.355,97	33.447,31	33.447,34	33.447,35	33.447,35
$Q_{L2} = Q_{L1} - Q_{L,Lodo1}$											
Balanco de Massa (Filtros)											

Balanço de Massa		Condição Inicial	Iteração								
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª
Taxa de Retro lavagem dos Filtros (m³/m².dia):	$Q_{lav} =$	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00	1.069,00
Vazão de Lavagem dos Filtros (L/s):	$Q_{lav, filt} =$	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10	303,10
Tempo de Lavagem (min):	$t =$	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
Volume de Água de Lavagem por Filtro (m³):	$V_{al} =$	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86	181,86
Número de Unidades Lavadas por Dia (Und.):	$N_{filtro} =$	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
Volume Total Diário de Água de Lavagem (m³):	$V_{altotal} =$	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16	1.091,16
$V_{altotal} = V_{al} N_{filtro}$											
Volume de Água Consumida Dia (%):	$V_{\%} =$	3,37	3,16	3,15	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
$V_{\%} = V_{altotal} / (Q_{L1} \cdot 864000)$											
Taxa de Captura de Sólidos nos Filtros Rápidos (%):	$TC =$	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Vazão de Lodo Efluente dos Filtros e Afluente ao Tanque de Regularização (kg/dia)	$Q_{S4} =$	544,27	646,03	665,05	668,61	669,28	669,40	669,42	669,43	669,43	669,43
$Q_{S4} = Q_{S3} \cdot TC(\%) / 100$											
Vazão Líquida Afluente a EEAT 01 (m³/dia):	$Q_{L3} =$	30.283,81	32.264,06	33.413,05	32.349,78	32.354,99	32.355,97	33.447,31	33.447,34	33.447,35	33.447,35
$Q_{L3} = Q_{L2} - V_{altotal}$											
Balanço de Massa (Tanque de Regularização)											
Taxa de Captura de Sólidos no Tanque de Regularização (%):	$TC =$	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Vazão Sólida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (Kg/dia):	$Q_{S5} =$	10.885,32	12.920,56	13.301,08	13.372,23	13.385,53	13.388,02	13.388,49	13.388,57	13.388,57	13.388,57
$Q_{S5} = Q_{S4} \cdot TC / 100$											
Vazão Sólida de Lodo Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (Kg/dia):	$Q_{S6} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$Q_{S6} = Q_{S4} - Q_{S5}$											
Teor de Sólidos do Lodo (%):	$TS =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Massa Específica do Lodo (Kg/m³):	$p_{lodo} =$	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00	1.009,00
Vazão Líquida de Lodo Efluente Enviada ao Adensamento (m³/dia):	$Q_{L, Lodo2} =$	2.116,19	2.307,66	2.343,49	2.350,19	2.351,44	2.351,68	2.351,72	2.351,73	2.351,73	2.351,73
$Q_{L, Lodo2} = Q_{L, Lodo1} + V_{altotal}$											
Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (m³/dia):	$Q_{ar1} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$Q_{ar1} = Q_{L, lodo2} - (TC \cdot Q_{L, Lodo2})$											
Balanço de Massa (Adensadores)											
Dosagem de Polímero Aplicada (g/Kg de ST):	$D_{pol} =$	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
Massa de Polímero Incorporado ao Lodo (Kg/dia):	$P =$	54,43	64,60	66,51	66,86	66,93	66,94	66,94	66,94	66,94	66,94
$P = Q_{S,5} \cdot D / 1000$											
Taxa De Captura De Sólidos Nos Adensadores (%):	$TC =$	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00

Balanço de Massa		Condição Inicial	Iteração								
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª
Vazão Sólida do Lodo Efluente Encaminhada para a Desidratação (Kg/dia):	$Q_{S7} =$	9.298,79	11.037,39	11.362,45	11.423,23	11.434,59	11.436,72	11.437,11	11.437,19	11.437,19	11.437,19
$Q_{S7} = (Q_{S5} + P) \cdot TC(\%) / 100$											
Vazão Sólida Efluente Encaminhada para o T. de Água Recuperada (kg/dia):	$Q_{S8} =$	1.640,96	1.947,77	2.005,14	2.015,86	2.017,87	2.018,24	2.018,31	2.018,33	2.018,33	2.018,33
$Q_{S8} = Q_{S6} - Q_{S7}$											
Teor de Sólidos no Lodo Adensado (%):	$TS =$	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00	85,00
Massa específica do lodo adensado (Kg/m³):	$\rho_{lodo} =$	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00	1.060,00
Vazão Líq. Lodo Efluente do Adensam. p/Desidratação (m³/dia):	$Q_{L,Lodo3} =$	438,62	520,63	535,96	538,83	539,37	539,47	539,49	539,49	539,49	539,49
$Q_{L,Lodo3} = 100Q_{S7} / TS \cdot \rho_{Lodo}$											
Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (m³/dia):	$Q_{ar2} =$	1.677,56	1.787,03	1.807,53	1.811,36	1.812,08	1.812,21	1.812,23	1.812,24	1.812,24	1.812,24
$Q_{ar2} = Q_{L,Lodo2} - Q_{L,Lodo3}$											
Balanço de Massa (Bags)											
Dosagem de Polímero na Desidratação (g/Kg de S.T):	$D =$	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
Massa de Polímero Incorporado (Kg/dia):	$P =$	74,39	88,30	90,90	91,39	91,48	91,49	91,50	91,50	91,50	91,50
$P = Q_{S,7} \cdot D_{pol} / 1000$											
Taxa de Captura de Sólidos na Unidade de Desidratação (%):	$TS =$	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00	95,00
Vazão Sól. Lodo Efluente da Unidade de Desidratação (Kg/dia):	$Q_{S9} =$	8.904,52	10.569,40	10.880,68	10.938,88	10.949,77	10.951,80	10.952,18	10.952,25	10.952,25	10.952,25
$Q_{S9} = (Q_{S7} + P) \cdot TC(\%) / 100$											
Vazão Sól. Desidratação Encaminhada para o Tanque de Água Recuperada (Kg/dia):	$Q_{S10} =$	394,27	467,99	481,77	484,34	484,83	484,92	484,93	484,94	484,94	484,94
$Q_{S10} = Q_{S9} - Q_{S10}$											
Teor de Sólidos no Lodo Desidratado (%):	$TS =$	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
Massa específica do lodo desidratado (kg/m³):	$\rho_{lodo} =$	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00	1.150,00
Volume Lodo Produzido pelo Sistema Desidratação (m³/dia):	$Q_{L,Lodo4} =$	38,72	45,95	47,31	47,56	47,61	47,62	47,62	47,62	47,62	47,62
$Q_{L,Lodo4} = 100Q_{S9} / TS \cdot \rho_{Lodo}$											
Vazão de Água Incorporada no Lodo (m³/dia):	$Q_{L,Lodo5} =$	35,62	42,28	43,52	43,76	43,80	43,81	43,81	43,81	43,81	43,81
$Q_{L,Lodo5} = Q_{S9}(100 - TS) / TS \cdot 1000$											
Vazão de Água Encaminhada para o Tanque de Água Clarificada (m³/dia):	$Q_{ar3} =$	403,00	478,35	492,44	495,08	495,57	495,66	495,68	495,68	495,68	495,68
$Q_{ar3} = Q_{L,Lodo3} - Q_{L,Lodo5}$											
Novas Vazões Líquidas e Sólidas:											

Balanco de Massa		Condição Inicial	Iteração								
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª
Vazão Líquida Total Recirculada (m³/dia):	$Q_{l,rec} =$	2.080,57	2.265,39	2.299,97	2.306,44	2.307,64	2.307,87	2.307,91	2.307,92	2.307,92	2.307,92
$Q_{l,rec} = Q_{ar1} + Q_{ar2} + Q_{ar3}$											
Vazão Sólida Total Recirculada (kg/dia):	$Q_{s,rec} =$	2.035,23	2.415,76	2.486,91	2.500,21	2.502,70	2.503,16	2.503,25	2.503,26	2.503,26	2.503,26
$Q_{s,rec} = Q_{s10} + Q_{s8} + Q_{s6}$											
Nova Vazão Afluente Líquida na Calha Parshall (m³/dia):	$Q_T =$	34.480,57	34.665,39	34.699,97	34.706,44	34.707,64	34.707,87	34.707,91	34.707,92	34.707,92	34.707,92
$Q_T = Q_{L1} + Q_{l,rec}$											
Nova Vazão Afluente Sólida na Calha Parshall (Kg/Dia):	$Q_{ST} =$	12.920,56	13.301,08	13.372,23	13.385,53	13.388,02	13.388,49	13.388,57	13.388,59	13.388,59	13.388,59
$Q_{ST} = P_L + Q_{s,rec}$											

4.3 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

4.3.1 Calha Parshall

		Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão do projeto (L/s):	$Q_{\text{projeto}} =$	393,27	401,71
Dimensões Padronizadas			
C(m):	C=	0,762	0,762
D(m):	D=	1,026	1,026
K(m):	K=	0,076	0,076
N(m):	N=	0,229	0,229
G(m):	G=	0,915	0,915
W(m):	W=	0,457	0,457
K(m):	K=	0,966	0,966
N(m):	N=	0,65	0,65
Cálculo da profundidade e velocidade da água na seção de medição (seção 0)			
Altura de lâmina líquida na seção de medição (m):	$h_0 =$	0,53	0,53
$h_0 = kQ^n$			
Largura na seção de medição (m):	$D_0 =$	0,84	0,84
$D_0 = \frac{2}{3}(D - W) + W$			
Velocidade na seção de medição (m/s).	$V_0 =$	0,89	0,90
$V_0 = Q/D_0 H_0$			
Vazão específica na garganta do Parshall (m³/s.m)	$q =$	0,86	0,88
$q = Q/W$			
Carga hidráulica disponível(m):	$E_0 =$	0,80	0,80
$E_0 = V_0^2/2g + H_0 + N$			
Cálculo da velocidade e profundidade imediatamente antes do ressalto (seção 1)			
$\cos\theta = -\frac{g \cdot q}{\left(\frac{2}{3} \cdot g \cdot E_0\right)^{1,5}}$	$\cos\theta =$	-0,71	-0,71

V_1 - Velocidade imediatamente antes do ressalto (m/s).

$V_1 = 3,22 \quad 3,23$

$$V_1 = 2 \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot E_0 \cdot \cos \frac{\theta}{3}}$$

Profundidade da lâmina líquida antes dos ressalto (m):

$h_1 = 0,27 \quad 0,27$

$$h_1 = \frac{q}{V_1}$$

Número de Froude

$F = 1,99 \quad 1,98$

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}}$$

Altura conjugada no ressalto (seção 2) (m):

$h_2 = 0,63 \quad 0,64$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$$

Velocidade no ressalto (seção 2) (m/s).

$V_2 = 1,37 \quad 1,38$

$$V_2 = \frac{Q}{w \cdot x \cdot h_2}$$

Profundidade na seção de saída (seção 3) (m)

$h_3 = 0,48 \quad 0,48$

$$h_3 = h_2 - (N - K)$$

Velocidade da água na seção de saída (seção 3)(m/s):

$V_3 = 1,08 \quad 1,09$

$$V_3 = \frac{Q}{C \cdot x \cdot h_3}$$

Extensão do ressalto (fórmula de Safranez) (m):

$L = 2,84 \quad 2,87$

$$L = 4,5h_2$$

Perda de carga no ressalto (m):

$h = 0,07 \quad 0,07$

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4xh_1xh_2}$$

Tempo de mistura (s):

$T = 0,40 \quad 0,40$

$$T = \frac{2G}{V_1 + V_2}$$

Gradiente de velocidade:

$G = 1.033,16 \quad 1.028,80$

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{h}{T}}$$

4.3.2 Vertedores de Distribuição para os Floculadores

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	$Q_{Projeto} = 0,393$	0,402
Número de Floculadores Funcionando (und.):	$N_{Floc} = 3,00$	3,00
Número de Vertedores por Entrada(und.):	$N = 1,00$	1,00
Vazão por Vertedor (m³/s):	$Q_i = 0,131$	0,134
Carga no Vertedor (Adotada)(m):	$H = 0,18$	0,18
Largura no Vertedor (m):	$L = 1,00$	0,99
$Q = 1,838(L - 0,20H)H^{3/2}$		
Largura no Vertedor (Adotada)(m):	$L = 1,00$	1,00
Altura do Vertedor (m):	$p = 0,352$	0,36
$p > \frac{H}{0,5}$		
Altura do Vertedor (Adotada)(m):	$p' = 0,60$	0,60

4.3.3 Vertedores de Distribuição para os Floculadores (Verificação)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	$Q_{Projeto} = 0,393$	0,402
Número de Floculadores Funcionando (und.):	$N_{Floc} = 2,00$	2,00
Número de Vertedores por Entrada(und.):	$N = 1,00$	1,00
Vazão por Vertedor (m³/s):	$Q_i = 0,131$	0,201
Carga no Vertedor (Adotada)(m):	$H = 0,18$	0,24
Largura no Vertedor (m):	$L = 1,00$	0,98
$Q = 1,838(L - 0,20H)H^{3/2}$		
Largura no Vertedor (Adotada)(m):	$L = 1,00$	1,00
Altura do Vertedor (m):	$p = 0,352$	0,48

$$p > \frac{H}{0,5}$$

Altura do Vertedor (Adotada)(m):

p' = 0,60 | 0,60

4.3.4 Canal de Entrada dos Floculadores (Três Floculadores Funcionando)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	Q _{Projeto} = 0,393	0,402
Número de Floculadores Funcionando (und.):	N _{Floc} = 3,00	3,00
Número de Canais por Entrada(und.):	N = 1,00	1,00
Vazão por Canal (m³/s):	Q _i = 0,131	0,134

Canal	Vazão		Manning	Declividade (Adotada)	Dimensão do Canal		Raio Hidráulico		
	Q(L/s)	Q(m³/s)	n	I(m/m)	Largura (m)	Altura do Líquido (m)	A (m)	P(m)	Rh (m)
Vazão Média	131,09	0,131	0,013	0,005	1,00	0,116	0,116	1,232	0,094
Vazão Máxima	133,90	0,134	0,013	0,005	1,00	0,116	0,116	1,232	0,094

4.3.5 Canal de Entrada dos Floculadores (Dois Floculadores Funcionando)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	Q _{Projeto} = 0,393	0,402
Número de Floculadores Funcionando (und.):	N _{Floc} = 2,00	2,00
Número de Canais por Entrada(und.):	N = 1,00	1,00
Vazão por Canal (m³/s):	Q _i = 0,197	0,201

Canal	Vazão		Manning	Declividade (Adotada)	Dimensão do Canal		Raio Hidráulico		
	Q(L/s)	Q(m³/s)	n	I(m/m)	Largura (m)	Altura do Líquido (m)	A (m)	P(m)	Rh (m)
Vazão Média	196,64	0,197	0,013	0,005	1,00	0,153	0,153	1,306	0,117
Vazão Máxima	200,86	0,201	0,013	0,005	1,00	0,153	0,153	1,306	0,117

4.3.6 Floculadores Hidráulicos de Chicana Vertical (Condição Normal))

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão do projeto (L/s):	$Q_{projeto} = 393,27$	401,71
Número de Floculadores Funcionando(und.):	$N_{Floc} = 3,00$	3,00
Vazão por Floculador (L/s):	$Q_{Floc} = 131,09$	133,90
$Q_{Floc} = Q_{projeto} / N_{Floc}$		
Número de Canais por Floculador (und.):	$N_{c,Floc} = 5,00$	5,00
Tempo de Floculação (s):	$\theta = 1.500,00$	1.500,00
Volume do Floculador (m³):	$V_{Floc} = 196,64$	200,86
$V_{Floc} = Q_{Floc} \cdot \theta$		
Altura Útil do Floculador (m):	$h = 5,00$	5,00
Área Superficial (m²):	$A_s = 39,33$	40,17
$A_s = V_{Floc} / h$		
Comprimento do Floculador (m)(Adotado):	$C_{Floc} = 10,00$	10,00
Comprimento do Canal do Floculador (m)(Adotado):	$C_{Floc,c} = 8,00$	8,00
Largura do Floculador (m):	$L_{Floc} = 3,93$	4,02
$L_{Floc} = A_s / C_{Floc}$		
Largura do Floculador (Adotado)(m):	$L_{Floc,a} = 5,00$	5,00
Largura do Canal do Floculador (Adotado)(m):	$L_{c,Floc,a} = 1,00$	1,00
Tempo de Floculação:		
Seção 01 (min):	$\theta_{c,Floc,1} = 5,00$	5,00
Seção 02 (min):	$\theta_{c,Floc,2} = 5,00$	5,00
Seção 03 (min):	$\theta_{c,Floc,3} = 5,00$	5,00
Seção 04 (min):	$\theta_{c,Floc,4} = 5,00$	5,00
Seção 05 (min):	$\theta_{c,Floc,5} = 5,00$	5,00
Gradiente de Velocidade (s⁻¹):		
Seção 01 (min):	$G_{c,1} = 36,00$	37,00
Seção 02 (min):	$G_{c,2} = 29,00$	29,00
Seção 03 (min):	$G_{c,3} = 25,00$	25,00
Seção 04 (min):	$G_{c,4} = 22,00$	21,00
Seção 05 (min):	$G_{c,5} = 18,00$	18,00
Número de Espaçamentos (und.):		

$$n = 0,045 \sqrt[3]{\left(L_{C,Floc,a} \cdot C_{Floc} \cdot G / Q_{Floc}\right)^2 \cdot \theta_{C,Floc}}$$

n _{C,1} =	13,00	13,06
n _{C,2} =	11,10	11,26
n _{C,3} =	10,20	10,00
n _{C,4} =	9,36	8,95
n _{C,5} =	8,19	8,08

Número de Espaçosamentos (adotado)(und.):

n _{C,a,1} =	13,00	13,00
n _{C,a,2} =	11,00	11,00
n _{C,a,3} =	10,00	10,00
n _{C,a,4} =	9,00	9,00
n _{C,a,5} =	8,00	8,00

Espaçamento Entre Chicanas (m):

$$e = L/n$$

e _{C,1} =	0,62	0,62
e _{C,2} =	0,73	0,73
e _{C,3} =	0,80	0,80
e _{C,4} =	0,89	0,89
e _{C,5} =	1,00	1,00

Velocidade no Trecho Reto (m/s):

$$v = \frac{Q_{Floc}}{(C_{Floc} \cdot L_{C,Floc})}$$

v _{C,1} =	0,21	0,22
v _{C,2} =	0,18	0,18
v _{C,3} =	0,16	0,17
v _{C,4} =	0,15	0,15
v _{C,5} =	0,13	0,13

Velocidade na Curva (m/s):

$$v_{curva} = \frac{2}{3} v$$

v _{curva,C,1} =	0,14	0,15
v _{curva,C,2} =	0,12	0,12
v _{curva,C,3} =	0,11	0,11
v _{curva,C,4} =	0,10	0,10
v _{curva,C,5} =	0,09	0,09

Extensão do Canal (m):

$$L_t = \theta_{C,Floc} \cdot v_{curva}$$

L _{t,C,1} =	63,91	65,28
L _{t,C,2} =	55,24	54,07
L _{t,C,3} =	49,16	50,21
L _{t,C,4} =	44,24	45,19
L _{t,C,5} =	39,33	40,13

Raio Hidráulico (m):

$$R_H = \frac{L_{C,Floc,a} \cdot e_c}{2 \cdot (L_{C,Floc,a} + e_c)}$$

R _{H,C,1} =	0,19	0,19
R _{H,C,2} =	0,21	0,21

	$R_{H,C,3} =$	0,22	0,22
	$R_{H,C,4} =$	0,24	0,24
	$R_{H,C,5} =$	0,25	0,25
Número de Manning	$n =$	0,013	0,013
Perda de Carga Unitária (m/m):			
$j = \frac{Q_{Floc} \cdot n}{2 \cdot (L_{C,Floc,a} + e_c)}$			
	$j_{C,1} =$	0,000	0,000
	$j_{C,2} =$	0,000	0,000
	$j_{C,3} =$	0,000	0,000
	$j_{C,4} =$	0,000	0,000
	$j_{C,5} =$	0,000	0,000
Perda de Carga Distribuída (m):			
$\Delta H_{D,C} = J \cdot L_{T,C}$			
	$\Delta H_{D,C,1} =$	0,000	0,000
	$\Delta H_{D,C,2} =$	0,000	0,000
	$\Delta H_{D,C,3} =$	0,000	0,000
	$\Delta H_{D,C,4} =$	0,000	0,000
	$\Delta H_{D,C,5} =$	0,000	0,000
Perda de Carga Localizada (m):			
$\Delta H_{L,C} = \frac{n \cdot V_C^2 + (n - 1) V_{C,CURVA}^2}{2g}$			
	$\Delta H_{L,C,1} =$	0,042	0,044
	$\Delta H_{L,C,2} =$	0,027	0,026
	$\Delta H_{L,C,3} =$	0,019	0,019
	$\Delta H_{L,C,4} =$	0,01	0,015
	$\Delta H_{L,C,5} =$	0,00	0,00
Perda de Carga Total (m):	$\Delta H_T =$	0,10	0,10
$\Delta H_T = \Delta H_{D,C,1} + \Delta H_{D,C,2} + \Delta H_{D,C,3} + \Delta H_{D,C,4} + \Delta H_{D,C,5} + \Delta H_{L,C,1} + \Delta H_{L,C,2} + \Delta H_{L,C,3} + \Delta H_{L,C,4} + \Delta H_{L,C,5}$			

4.3.7 Floculador Hidráulico de Chicana Vertical (Vazão Média) (Pior Condição)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão do projeto (L/s):	$Q_{projeto} =$ 393,27	401,27
Número de Floculadores Funcionando(und.):	$N_{Floc} =$ 2,00	2,00
Vazão por Floculador (L/s):	$Q_{Floc} =$ 196,64	200,86
$Q_{Floc} = \frac{Q_{projeto}}{N_{Floc}}$		
Número de Canais por Floculador (und.):	$N_{c,Floc} =$ 5,00	5,00
Tempo de Floculação (s):	$\theta =$ 1.500,00	1.500,00

Volume do Floculador (m³):	$V_{Floc} =$	294,95	301,28
$V_{Floc} = Q_{Floc} \cdot \theta$			
Altura Útil do Floculador (m):	$h =$	5,00	5,00
Área Superficial (m²):	$A_s =$	58,99	60,26
$A_s = V_{Floc} / h$			
Comprimento do Floculador (m)(Adotado):	$C_{Floc} =$	10,00	10,00
Comprimento do Canal do Floculador (m)(Adotado):	$C_{Floc,c} =$	8,00	8,00
Largura do Floculador (m):	$L_{Floc} =$	5,00	5,00
$L_{Floc} = A_s / C_{Floc}$			
Largura do Floculador (Adotado)(m):	$L_{Floc,a} =$	1,00	1,00
Largura do Canal do Floculador (Adotado)(m):	$L_{C,Floc,a} =$	5,00	5,00
Tempo de Floculação:			
Seção 01 (min):	$\theta_{C,Floc,1} =$	5,00	5,00
Seção 02 (min):	$\theta_{C,Floc,2} =$	5,00	5,00
Seção 03 (min):	$\theta_{C,Floc,3} =$	5,00	5,00
Seção 04 (min):	$\theta_{C,Floc,4} =$	5,00	5,00
Seção 05 (min):	$\theta_{C,Floc,5} =$	5,00	5,00
Gradiente de Velocidade (s⁻¹):			
Seção 01 (min):	$G_{C,1} =$	54,00	56,00
Seção 02 (min):	$G_{C,2} =$	42,00	42,00
Seção 03 (min):	$G_{C,3} =$	37,00	37,00
Seção 04 (min):	$G_{C,4} =$	32,00	32,00
Seção 05 (min):	$G_{C,5} =$	27,00	27,00
Número de Espaçamentos (und.):			
$n = 0,045 \sqrt[3]{\left(L_{C,Floc,a} \cdot C_{Floc} \cdot G / Q_{Floc} \right)^2 \cdot \theta_{C,Floc}}$			
	$n_{C,1} =$	13,00	13,14
	$n_{C,2} =$	11,00	11,00
	$n_{C,3} =$	10,11	9,96
	$n_{C,4} =$	9,00	9,00
	$n_{C,5} =$	8,19	8,08
Número de Espaçamentos (adotado)(und.):			
	$n_{C,a,1} =$	13,00	13,00
	$n_{C,a,2} =$	11,00	11,00
	$n_{C,a,3} =$	10,00	10,00
	$n_{C,a,4} =$	9,00	9,00
	$n_{C,a,5} =$	8,00	8,00

Espaçamento Entre Chicanas (m):

$$e = L/n$$

$e_{C,1} =$	0,62	0,62
$e_{C,2} =$	0,73	0,73
$e_{C,3} =$	0,80	0,80
$e_{C,4} =$	0,89	0,89
$e_{C,5} =$	1,00	1,00

Velocidade no Trecho Reto (m/s):

$$v = \frac{Q_{Floc}}{(C_{Floc} \cdot L_{C,Floc})}$$

$V_{C,1} =$	0,32	0,33
$V_{C,2} =$	0,27	0,27
$V_{C,3} =$	0,25	0,25
$V_{C,4} =$	0,22	0,226
$V_{C,5} =$	0,20	0,20

Velocidade na Curva (m/s):

$$v_{curva} = \frac{2}{3} v$$

$V_{curva,C,1} =$	0,21	0,22
$V_{curva,C,2} =$	0,18	0,18
$V_{curva,C,3} =$	0,16	0,17
$V_{curva,C,4} =$	0,15	0,15
$V_{curva,C,5} =$	0,13	0,13

Extensão do Canal (m):

$$L_t = \theta_{C,Floc} \cdot v_{curva}$$

$L_{t,C,1} =$	95,86	97,92
$L_{t,C,2} =$	81,11	81,11
$L_{t,C,3} =$	75,74	75,32
$L_{t,C,4} =$	66,36	67,79
$L_{t,C,5} =$	58,99	60,19

Raio Hidráulico (m):

$$R_H = \frac{L_{C,Floc,a} \cdot e_c}{2 \cdot (L_{C,Floc,a} + e_c)}$$

$R_{H,C,1} =$	0,19	0,19
$R_{H,C,2} =$	0,21	0,21
$R_{H,C,3} =$	0,22	0,22
$R_{H,C,4} =$	0,24	0,24
$R_{H,C,5} =$	0,25	0,25

Número de Manning

n=

Perda de Carga Unitária (m/m):

$$j = \frac{Q_{Floc} \cdot n}{2 \cdot (L_{C,Floc,a} + e_c)}$$

$j_{C,1} =$	0,000	0,000
$j_{C,2} =$	0,000	0,000
$j_{C,3} =$	0,000	0,000
$j_{C,4} =$	0,000	0,000
$j_{C,5} =$	0,000	0,000

Perda de Carga Distribuída (m):

$$\Delta H_{D,C} = J \cdot L_{T,C}$$

$\Delta H_{D,C,1} =$	0,000	0,000
$\Delta H_{D,C,2} =$	0,000	0,000
$\Delta H_{D,C,3} =$	0,000	0,000
$\Delta H_{D,C,4} =$	0,000	0,000
$\Delta H_{D,C,5} =$	0,000	0,000

Perda de Carga Localizada (m):

$$\Delta H_{L,C} = \frac{n \cdot V_C^2 + (n - 1) V_{C,CURVA}^2}{2g}$$

$\Delta H_{L,C,1} =$	0,095	0,100
$\Delta H_{L,C,2} =$	0,058	0,058
$\Delta H_{L,C,3} =$	0,043	0,045
$\Delta H_{L,C,4} =$	0,031	0,033
$\Delta H_{L,C,5} =$	0,006	0,006

Perda de Carga Total (m):

$\Delta H_T =$	0,233	0,242
----------------	-------	-------

$$\Delta H_T = \Delta H_{D,C,1} + \Delta H_{D,C,2} + \Delta H_{D,C,3} + \Delta H_{D,C,4} + \Delta H_{D,C,5} + \Delta H_{L,C,1} + \Delta H_{L,C,2} + \Delta H_{L,C,3} + \Delta H_{L,C,4} + \Delta H_{L,C,5}$$

4.3.8 Vertedores de Saída dos Floculadores

Vazão
MédiaVazão
Máxima

Vazão de Projeto (m³/s):

$Q_{Projeto} =$	0,393	0,401
-----------------	-------	-------

Número de Floculadores Funcionando (und.):

$N_{Floc} =$	3,00	3,00
--------------	------	------

Número de Vertedores por Floculador (und.):

$N =$	1,00	1,00
-------	------	------

Vazão por Vertedor (m³/s):

$Q_i =$	0,131	0,134
---------	-------	-------

Carga no Vertedor (Adotada)(m):

$H =$	0,18	0,18
-------	------	------

Largura no Vertedor (m):

$L =$	1,00	0,99
-------	------	------

$$Q = 1,838(L - 0,20H)H^{3/2}$$

Largura no Vertedor (Adotada)(m):

$L =$	1,00	1,00
-------	------	------

Altura do Vertedor (m):

$p =$	0,352	0,36
-------	-------	------

$$p > \frac{H}{0,5}$$

Altura do Vertedor (Adotada)(m):

$p' =$	0,50	0,50
--------	------	------

**4.3.9 Vertedores de Saída dos Floculadores
(Verificação)**

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	$Q_{Projeto} = 0,393$	0,401
Número de Floculadores Funcionando (und.):	$N_{Floc} = 2,00$	2,00
Número de Vertedores por Floculador (und.):	$N = 1,00$	1,00
Vazão por Vertedor (m³/s):	$Q_i = 0,197$	0,201
Carga no Vertedor (Adotada)(m):	$H = 0,23$	0,24
Largura no Vertedor (m):	$L = 1,00$	0,99
$Q = 1,838(L - 0,20H)H^{3/2}$		
Largura no Vertedor (Adotada)(m):	$L = 1,00$	1,00
Altura do Vertedor (m):	$p = 0,454$	0,48
$p > \frac{H}{0,5}$		
Altura do Vertedor (Adotada)(m):	$p' = 0,50$	0,50

**4.3.10 Vertedores de Entrada dos
Decantadores**

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	$Q_{Projeto} = 0,393$	0,402
Número de Decantadores Funcionando (und.):	$N_{DEC} = 3,00$	3,00
Número de Vertedores por Decantador (und.):	$N = 2,00$	2,00
Vazão por Vertedor (m³/s):	$Q_i = 0,066$	0,067
Carga no Vertedor (Adotada)(m):	$H = 0,11$	0,11
Largura no Vertedor (m):	$L = 1,00$	1,02
$Q = 1,838(L - 0,20H)H^{3/2}$		
Largura no Vertedor (Adotada)(m):	$L = 1,00$	1,00
Altura do Vertedor (m):	$p = 0,22$	0,22
$p > \frac{H}{0,5}$		

Altura do Vertedor (Adotada)(m):	p'= 0,50	0,50
4.3.11 Vertedores de Entrada dos Decantadores (Verificação)	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	Q _{Projeto} = 0,393	0,402
Número de Decantadores Funcionando (und.):	N _{DEC} = 2,00	2,00
Número de Vertedores por Decantador (und.):	N= 2,00	2,00
Vazão por Vertedor (m³/s):	Q _i = 0,098	0,100
Carga no Vertedor (Adotada)(m):	H= 0,14	0,15
Largura no Vertedor (m):	L= 1,00	1,00
$Q=1,838(L-0,20H)H^{3/2}$		
Largura no Vertedor (Adotada)(m):	L= 1,00	1,00
Altura do Vertedor (m):	p= 0,29	0,294
$p > \frac{H}{0,5}$		
Altura do Vertedor (Adotada)(m):	p'= 0,50	0,50

4.3.12 Decantador (Condição Normal)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (L/s)	Q _{projeto} = 393,27	401,71
Número de Decantadores (und.):	N _{Dec} = 3,00	3,00
Vazão por Decantador (L/s):	Q _{Dec} = 131,09	133,90
Número de Tanques por Decantador(und.):	N _{tanques} = 3,00	3,00
Vazão do Tanque Central (L/s):	Q _{Dec,T,C} = 65,55	66,95
$Q_{Dec,t} = \frac{Q_{Dec}}{2}$		
Vazão do Tanque Lateral (L/s):	Q _{Dec,T,L} = 32,77	32,77
$Q_{Dec,t} = \frac{Q_{Dec}}{4}$		

		Vazão Média	Vazão Máxima
Dimensões das Placas Paralelas (Tanque Central e Tanques Laterais)			
		Vazão Média	Vazão Máxima
Comprimento Da Placa(m):	$l =$	1,20	1,20
Espessura Da Placa(mm):	$e =$	2,00	2,00
Distância Da Placa (m):	$D =$	0,06	0,06
Ângulo das placas com a horizontal:	$\theta =$	60,00	60,00
Ângulo em radianos(rad):	$\theta =$	1,05	1,05
Seno do ângulo:		0,87	0,87
Cosseno do ângulo:		0,50	0,50
Tangente do ângulo:		1,73	1,73
Fator S (Placas Planas – Ferreira Filho, 2017):		1,38	1,38
Relação comprimento da placa/espacamento entre placas	$L =$	20,00	20,00
Área de Sedimentação Requerida (Tanque Central)		Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão do tanque (Tanque Central) (m³/s):	$Q_{Dec,T,C} =$	65,55	66,95
Velocidade de Escoamento Entre os Módulos de Sedimentação (cm/min):	$V_0 =$	15,00	15,00
Área Líquida Perpendicular aos Módulos de Sedimentação (m²):	$A_0 =$	26,22	26,78
$A_0 = \frac{Q_{tanque}}{V_0}$			
Área Líquida Horizontal aos Módulos de Sedimentação (m²):	$A_p =$	30,27	30,92
$A_p = \frac{A_0}{\sin \theta}$			
Área Total Horizontal (m²)	$A_{pl} =$	37,84	38,65
$A_{pl} = \frac{A_p}{1 - 0,2}$			
Dimensões Básicas da Unidade de Sedimentação (Tanque Central)		Vazão Média	Vazão Máxima
Largura Adotada do Tanque (m):	$B =$	3,80	3,80
Comprimento do Tanque (m):	$L =$	9,97	10,17
$L = \frac{A_{pl}}{B}$			

	Vazão Média	Vazão Máxima
Comprimento do Tanque (Adotado)(m):	$L_A = 15,00$	15,00
Comprimento Útil do Tanque (Adotado)(m):	$L_{U,A} = 13,97$	13,97
Área do Tanque (m):	$A_{tanque} = 53,09$	53,09

$$A_{tanque} = L_{U,A} \times B$$

Verificação da Taxa de Escoamento Superficial Virtual (Tanque Central)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Taxa de Aplicação Resultante (Tanque Central) (m³/m³.dia):	$q_L = 106,68$	108,97

$$q_L = \frac{Q_{DEC,T,C}}{A_{tanque} \cdot 86400}$$

Área de Escoamento Livre Abaixo dos Módulos de Sedimentação (Tanque Central)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Velocidade de Escoamento Sob os Módulos de Sedimentação (m/min)	$V_m = 1,00$	1,00

Área de Escoamento Livre Abaixo do Módulo de Sedimentação (m²):	$A_m = 3,93$	4,02
---	--------------	------

$$A_m = \frac{Q_{DEC,T,C}}{V_m}$$

Altura da Lâmina d'Água Min. Entre os Módulos de Sedimentação e a Laje de Fundo da Unidade (m):	$h_m = 1,03$	1,06
---	--------------	------

$$h_m = \frac{A_m}{B}$$

Dimensionamento dos Poços de Lodo (Tanque Central)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Ângulo:	$\theta = 60,00$	60,00

Tangente do Ângulo em Radianos:	$Tg\theta = 1,73$	1,73
---------------------------------	-------------------	------

Altura do Poço (m):	$h_1 = 1,50$	1,50
---------------------	--------------	------

Valor de X (m):	$X = 0,87$	0,87
-----------------	------------	------

$$X = \frac{h_1}{tg\theta}$$

Comprimento da Base do Poço (m):	$b = 0,20$	0,20
----------------------------------	------------	------

Área do Fundo do Poço (m²):	$A_{fundopoço} = 0,04$	0,04
-----------------------------	------------------------	------

$$A_{Fundopoço} = b^2$$

Comprimento do Topo do Poço (m):	$B = 1,90$	1,90
----------------------------------	------------	------

		Vazão Média	Vazão Máxima
$B = 2X + b$			
Área do Topo do Poço (m²):	$A_{topopoço} =$	3,73	3,73
$A_{TopoPoço} = B^2$			
Nº de Poços (und.):	$N_{poços} =$	16,00	16,00
$N_{poços} = \frac{A_{tanque}}{A_{topopoço}}$			
Nº de Poços (Corrigido)(und.):	$N_{poçoscorrigido} =$	16,00	16,00
Volume de Cada Poço (m³):	$V_{poço} =$	2,08	2,08
$V_{poço} = \frac{H_1}{3} \cdot (A_{topopoço} + \sqrt{A_{topopoço} \cdot A_{fundopoço}} + A_{fundopoço})$			
Volume Total de Poços no Tanque Central(m³):	$V_{poçostotal} =$	33,27	33,27
$V_{poçostotal} = V_{poço} \cdot N_{poçoscorrigidos}$			

Descarga dos Poços de Lodo (Tanque Central)

		Vazão Média	Vazão Máxima
Gravidade (m/s):	$g =$	9,81	9,81
Carga hidráulica disponível (m):	$h_d =$	7,91	7,91
Diâmetro da tubulação (mm):	$D_2 =$	100,00	100,00
Seção da tubulação de descarga (m²)	$S_{t2} =$	0,00785	0,00785
$S_{T2} \cdot D^2 / 4$			
Comprimento da tubulação (m):	$L_2 =$	1,38	1,38
Relação L_2/d :	$L_2/D =$	13,80	13,80
Coeficiente de descarga:	$Cd_2 =$	0,73	0,73
Vazão de Descarga de um Tubo Extrator (m³/s):	$Q_{te3} =$	0,0713	0,0713
$q_{te3} = C_d S_t \sqrt{2gh_d}$			
Velocidade de Escoamento (m/s):	$V_2 =$	8,73	8,73
Nº de poços por tanque (und.):	$N_{poços} =$	14,00	14,00

Vazão de descarga total dos poços (L/s):

Q_{te4}= 960,13 | 960,13

$$q_{te4} = q_{t3} \cdot N_{poços}$$

Calhas de Coleta de Água Decantada (Tanque Central)**Vazão Média** | **Vazão Máxima**

Vazão da Água Decantada por Metro(L/s.m):

Q_{ad}= 2,04 | 2,04

$$Q_{ad} = 0,018 \cdot H_4 \cdot q_L$$

Profundidade Útil do Decantador (m):

H₄= 1,04 | 1,04

Taxa de Escoamento Superficial (m³/m².d):

Q/A_p= 108,97 | 108,97

Vazão da Água Decantada por Metro (Adotada) (L/s.m):

Q_{ad}= 2,04 | 2,04

Comprimento Total de Vertedor (m):

L_v= 32,87 | 32,87

$$L_v = Q/Q_{ad}$$

Vazão no Tanque Central (L/s):

Q_{tanque}= 66,95 | 66,95

Comprimento de Calha (m):

L_{calha}= 3,80 | 3,80

Número de Calhas por Tanque (und.):

N_{calhas}= 4,32 | 4,32

$$N_{calhas} = \frac{L_v}{2 \cdot L_{calha}}$$

Número de Calhas (Adotada) (und.):

N_{calhas}= 6,00 | 6,00

Espaçamento entre Calhas (m):

Esp= 2,50 | 2,50

$$Esp = \frac{L}{N_{calhas}}$$

Espaçamento entre Calhas (Adotada) (m):

Esp_A= 2,17 | 2,17

Comprimento Total de Calhas (m):

L_{ctotal}= 45,60 | 45,60

$$L_{ctotal} = L_{calha} \cdot N_{calhas} \cdot 2$$

Distância Entre os Vértices dos Vertedores Triangulares(m):

D_v= 0,15 | 0,15

Número de Vertedores Triangulares por Tanque (und.):

N_v= 304,00 | 304,00

$$N_v = \frac{L_{ctotal}}{d_v}$$

Vazão por Vertedor (L/s):

Q_v= 0,22 | 0,22

$$Q_v = \frac{Q_{tanque}}{N_v}$$

Carga Hidráulica nos Vertedores Triangulares (m):

H_{min}= 0,029 | 0,029

$$h_{min} = \left(\frac{Q_v}{1,46}\right)^{2/5}$$

Vazões Individuais por Calha de Coleta de Água Decantada (m³/s):

Qc= 0,011 0,011

$$Q_c = \frac{Q_{tanque}}{N_{calha}}$$

Largura da Calha de Coleta de Água Decantada (m):

b= 0,25 0,25

Aceleração Da Gravidade (m/s²):

g= 9,81 9,81

Altura Crítica De Sedimentação (m):

hc= 0,059 0,059

$$h_c = \left[\left(\frac{Q_c}{b}\right)^2 \cdot \frac{1}{g}\right]^{1/3}$$

Altura Máxima Do Nível D'água (m):

h₀= 0,102 0,102

$$h_0 = \sqrt{h_c^2 + \frac{2 \cdot Q_c^2}{g \cdot b^2 \cdot h_c}}$$

Determinação da Altura do Decantador (Tanque Central)

Vazão Média **Vazão Máxima**

Altura do Poço (m):

H₁= 1,50 1,50

Altura entre os poços e as placas de sedimentação (m):

H₂= 1,35 1,35

Altura entre a placa e a horizontal (m):

H₃= 1,04 1,04

$$H_3 = C_{placa} \cdot \cos\theta$$

Profundidade útil do decantador - Altura da Calha+Altura da Lâmina (m):

H₄= 1,04 1,04

$$H_4 = \frac{L_{cminc}}{2}$$

Bordo Livre (m):

H₅= 0,60 0,60

Altura total (m):

H_{total}= 5,53 5,53

$$H_{total} = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5$$

Área de Sedimentação Requerida (Tanque Lateral)

Vazão Média **Vazão Máxima**

Vazão do tanque (Tanque Lateral) (m³/s):

Q_{Dec,T,L}= 0,03277 0,033476

Velocidade de Escoamento Entre os Módulos de Sedimentação (cm/min):

V₀= 15,00 15,00

Área Líquida Perpendicular aos Módulos de Sedimentação (m²):

A₀= 13,11 | 13,39

$$A_o = \frac{Q_{tanque}}{V_o}$$

Área Líquida Horizontal aos Módulos de Sedimentação (m²):

A_p= 15,14 | 15,46

$$A_p = \frac{A_o}{\sin \theta}$$

Área Total Horizontal (m²)

A_{pl}= 18,96 | 19,33

$$A_{pl} = \frac{A_p}{1 - 0,2}$$

Dimensões Básicas da Unidade de Sedimentação (Tanque Lateral)**Vazão Média** | **Vazão Máxima**

Largura Adotada do Tanque (m):

B= 1,90 | 1,90

Comprimento do Tanque (m):

L= 9,96 | 10,17

$$L = \frac{A_{pl}}{B}$$

Comprimento do Tanque (Adotado)(m):

L_A= 15,00 | 15,00

Comprimento Útil do Tanque (Adotado)(m):

L_{U,A}= 13,98 | 13,98

Área do Tanque (m):

A_{tanque}= 26,56 | 26,56

$$A_{tanque} = L_{U,A} \times B$$

Verificação da Taxa de Escoamento Superficial Virtual (Tanque Lateral)**Vazão Média** | **Vazão Máxima**

Taxa de Aplicação Resultante (Tanque Lateral) (m³/m³.dia):

q_L= 106,68 | 108,89

$$q_L = \frac{Q_{DEC,T,C}}{A_{tanque} \cdot 86400}$$

Área de Escoamento Livre Abaixo dos Módulos de Sedimentação (Tanque Lateral)**Vazão Média** | **Vazão Máxima**

Velocidade de Escoamento Sob os Módulos de Sedimentação (m/min)

V_m= 1,00 | 1,00

Área de Escoamento Livre Abaixo do Módulo de Sedimentação (m²):

A_m= 1,97 | 2,01

$$A_m = \frac{Q_{DEC,T,C}}{V_m}$$

Altura da Lâmina d'Água Min. Entre os Módulos de Sedimentação e a Laje de Fundo da Unidade (m):

$h_m =$ 1,03 | 1,06

$$h_m = \frac{A_m}{B}$$

Dimensionamento dos Poços de Lodo (Tanque Lateral)

**Vazão
Média** | **Vazão
Máxima**

Ângulo: $\theta =$ 60,00 | 60,00

Tangente do Ângulo em Radianos: $Tg\theta =$ 1,73 | 1,73

Altura do Poço (m): $h_1 =$ 1,50 | 1,50

Valor de X (m): $X =$ 0,87 | 0,87

$$X = \frac{h_1}{tg\theta}$$

Comprimento da Base do Poço (m): $b =$ 0,20 | 0,20

Área do Fundo do Poço (m²): $A_{fundo\ poço} =$ 0,04 | 0,04

$$A_{FundoPoço} = b^2$$

Comprimento do Topo do Poço (m): $B =$ 1,93 | 1,93

$$B = 2X + b$$

Área do Topo do Poço (m²): $A_{topo\ poço} =$ 3,73 | 3,73

$$A_{TopoPoço} = B^2$$

Nº de Poços (und.): $N_{poços} =$ 8,00 | 8,00

$$N_{poços} = \frac{A_{tanque}}{A_{topopoço}}$$

Nº de Poços (Corrigido)(und.): $N_{poçoscorrigido} =$ 8,00 | 8,00

Volume de Cada Poço (m³): $V_{poço} =$ 2,08 | 2,08

$$V_{poço} = \frac{H_1}{3} \cdot (A_{topopoço} + \sqrt{A_{topopoço} \cdot A_{fundo\ poço}} + A_{fundo\ poço})$$

Volume Total de Poços no Tanque Lateral (m³): $V_{poçostotal} =$ 16,64 | 16,64

$$V_{poçostotal} = V_{poço} \cdot N_{poçoscorrigidos}$$

Descarga dos Poços de Lodo (Tanque Lateral)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Gravidade (m/s²):	$g = 9,81$	9,81
Carga hidráulica disponível (m):	$h_d = 7,30$	7,30
Diâmetro da tubulação (mm):	$D_2 = 100,00$	100,00
Seção da tubulação de descarga (m²)	$S_{t2} = 0,00785$	0,00785
$S_{T2} \cdot D^2 / 4$		
Comprimento da tubulação (m):	$L_2 = 1,38$	1,38
Relação L_2/d :	$L_2/D = 13,80$	13,80
Coeficiente de descarga:	$Cd_2 = 0,73$	0,73
Vazão de Descarga de um Tubo Extrator (L/s):	$Q_{te3} = 68,58$	68,58
$q_{te3} = C_d S_{t2} \sqrt{2gh_d}$		
Velocidade de Escoamento (m/s):	$V_2 = 8,73$	8,73
Nº de poços por tanque (und.):	$N_{poços} = 8,00$	8,00
Vazão de descarga total dos poços (L/s):	$Q_{te4} = 548,65$	548,65
$q_{te4} = q_{t3} \cdot N_{poços}$		

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	$Q_{Projeto} = 0,393$	0,402
Número de Floculadores Funcionando (und.):	$N_{Floc} = 3,00$	3,00
Número de Canais por Entrada(und.):	$N = 1,00$	1,00
Vazão por Canal (m³/s):	$Q_i = 0,131$	0,134

Canal	Vazão		Manning	Declividade (Adotada)	Dimensão do Canal		Raio Hidráulico		
	Q(L/s)	Q(m³/s)			Largura (m)	Altura do Líquido (m)	A (m)	P(m)	Rh (m)
Vazão Média	131,09	0,131	0,013	0,005	1,00	0,116	0,116	1,232	0,094
Vazão Máxima	133,90	0,134	0,013	0,005	1,00	0,116	0,116	1,232	0,094

Calhas de Coleta de Água Decantada (Tanque Lateral)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão da Água Decantada por Metro(L/s.m):	$Q_{ad}= 2,00$	2,04
$Q_{ad} = 0,018 \cdot H_4 \cdot q_L$		
Profundidade Útil do Decantador (m):	$H_4= 1,04$	1,04
Taxa de Escoamento Superficial (m³/m².d):	$Q/A_p= 106,60$	108,89
Vazão da Água Decantada por Metro(L/s.m): (ADOTADA):	$Q_{ad}= 2,00$	2,00
Comprimento Total de Vertedor (m):	$L_v= 16,42$	16,42
$L_v = Q/Q_{ad}$		
Vazão no Tanque Lateral (L/s):	$Q_{tanque}= 32,77$	33,48
Comprimento de Calha (m):	$L_{calha}= 1,90$	1,90
Número de Calhas por Tanque (und.):	$N_{calhas}= 4,32$	4,32
$N_{calhas} = \frac{L_v}{2 \cdot L_{calha}}$		
Número de Calhas (und.) (Adotada):	$N_{calhas}= 6,00$	6,00
Espaçamento entre Calhas (m):	$Esp= 2,50$	2,50
$Esp = \frac{L}{N_{calhas}}$		
Espaçamento entre Calhas (Adotada) (m):	$Esp_A= 2,17$	2,17
Comprimento Total de Calhas (m):	$L_{ctotal}= 22,80$	22,80
$L_{ctotal} = L_{calha} \cdot N_{calhas} \cdot 2$		
Distância Entre os Vértices dos Vertedores Triangulares(m):	$D_v= 0,15$	0,15
Número de Vertedores Triangulares por Tanque (und.):	$N_v= 152,00$	152,00
$N_v = \frac{L_{ctotal}}{d_v}$		
Vazão por Vertedor (L/s):	$Q_v= 0,21$	0,22
$Q_v = \frac{Q_{tanque}}{N_v}$		
Carga Hidráulica nos Vertedores Triangulares (m):	$H_{min}= 0,029$	0,029
$h_{min} = (\frac{Q_v}{1,46})^{2/5}$		
Vazões Individuais por Calha de Coleta de Água Decantada (m³/s):	$Q_c= 0,005$	0,006

$$Q_c = \frac{Q_{tanque}}{N_{calha}}$$

Largura da Calha de Coleta de Água Decantada (m):	b=	0,25	0,25
Aceleração Da Gravidade (m/s ²):	g=	9,81	9,81
Altura Crítica De Sedimentação (m):	hc=	0,0365	0,037
$h_c = \left[\left(\frac{Q_c}{b} \right)^2 \cdot \frac{1}{g} \right]^{1/3}$			
Altura Máxima Do Nível D'água (m):	h ₀ =	0,063	0,0641
$h_0 = \sqrt{h_c^2 + \frac{2 \cdot Q_c^2}{g \cdot b^2 \cdot h_c}}$			

Determinação da Altura do Decantador (Tanque Lateral)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Altura do Poço (m):	H ₁ = 1,50	1,50
Altura entre os poços e as placas de sedimentação (m):	H ₂ = 1,36	1,36
Altura entre a placa e a horizontal (m):	H ₃ = 1,04	1,04
$H_3 = C_{placa} \cdot \cos \theta$		
Profundidade útil do decantador - Altura da Calha+Altura da Lâmina (m):	H ₄ = 1,04	1,04
$H_4 = \frac{L_{cminc}}{2}$		
Bordo Livre (m):	H ₅ = 0,62	0,62
Altura total (m):	H _{total} = 5,53	5,53
$H_{total} = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5$		

Tubulação de Água Floculada - Dimensionamento Pelo Método Iterativo

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão Tanque Central (L/s):	Q _{DEC,T,C} = 65,55	66,95
Vazão Tanque Lateral 01(L/s):	Q _{DEC,T,L} = 32,77	33,48
Vazão Tanque Lateral 02(L/s):	Q _{DEC,T,L} = 32,77	33,48
Número de Dutos de Água Floculada(und.):	N _{Dutos} = 2,00	2,00

Quantidade de Orifícios por Duto (und.):	N _{orificio} =	80,00	80,00
Vazão Distribuída do Duto para Tanque Lateral (L/s):	Q _{Duto1} =	32,77	33,48
Vazão Distribuída do Duto para Tanque Central (L/s):	Q _{Duto2} =	32,77	33,48
Vazão Total Distribuída do Duto Lateral (L/s):	Q _{Duto,T} =	65,55	66,95
Vazão média de saída por orifício (L/s):	Q _{orificio} =	0,82	0,84
Diâmetro do Orifício Adotado (m):	D _{orificio,A} =	0,100	0,100
Quantidade de Orifícios por Lateral de Duto(und.):	N _{orificio,L} =	40,00	40,00

Dimensionamento pelo método iterativo

Velocidade média na interligação:

$$U_{LI} = \frac{Q_i}{A_{furo}}$$

Vazão a montante da interligação:

$$Q_M = Q - Q_{interligação}$$

Velocidade média a montante da interligação:

$$U_{MI} = \frac{Q_M}{A_{Tubo}}$$

Parâmetro β :

$$\beta = \varphi \cdot \left(\frac{U_m}{U_L}\right)^2 + \theta + 1$$

φ : 1,67

Δh_i

$$\Delta h_i = \beta_i \cdot \frac{U_L^2}{2 * g}$$

Gradiente de Velocidade:

$$G_i = 106,3 \cdot D^{-0,7} \cdot V^{1,5}$$

Iteração	Número da Interligação	Passagem (m)		Interligação			Q Interligação (L/s)	Velocidade Média na Interligação (m/s)	Vazão a Montante da Interligação (L/s)	Velocidade Média a Montante da Interligação (m/s)	$(U_{Mi}/U_{Li})^2$	β_i	$1/\text{raiz}\beta_i$	Δh_i	Desvio de Dh_i		G(S ⁻¹)	
		Comprimento	Largura	Quantidade	Área do Orifício (m²)	Área Total (m²)	q_i	U_{Li}	Q_M	U_{Mi}					(Máxima x Média)	(Mínima x Média)	Tubo	Orifício
7	1	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	0,70	0,022	66,95	0,105	22,068	38,554	0,161	0,00097			0,05	1,09
	2	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	0,75	0,024	66,25	0,104	18,837	33,158	0,174	0,00096			0,05	1,21
	3	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	0,80	0,026	65,50	0,102	16,011	28,438	0,188	0,00095			0,05	1,34
	4	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	0,86	0,027	64,70	0,101	13,551	24,330	0,203	0,00094			0,05	1,49
	5	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	0,93	0,030	63,84	0,100	11,422	20,774	0,219	0,00092			0,05	1,66
	6	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,00	0,032	62,91	0,098	9,590	17,715	0,238	0,00091			0,05	1,85
	7	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,07	0,034	61,91	0,097	8,022	15,096	0,257	0,00090			0,05	2,07
	8	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,15	0,037	60,84	0,095	6,688	12,869	0,279	0,00089			0,05	2,31
	9	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,24	0,040	59,68	0,093	5,560	10,985	0,302	0,00088			0,05	2,58
	10	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,34	0,043	58,44	0,091	4,611	9,400	0,326	0,00087			0,05	2,88
	11	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,43	0,046	57,11	0,089	3,817	8,074	0,352	0,00086			0,05	3,20
	12	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,54	0,049	55,67	0,087	3,155	6,969	0,379	0,00085			0,05	3,55
	13	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,65	0,052	54,13	0,085	2,606	6,053	0,406	0,00085			0,05	3,93
	14	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,76	0,056	52,49	0,082	2,152	5,294	0,435	0,00084			0,05	4,33
	15	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,87	0,059	50,73	0,079	1,777	4,668	0,463	0,00084			0,05	4,75
	16	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	1,98	0,063	48,86	0,076	1,468	4,151	0,491	0,00084			0,05	5,19
	17	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	2,09	0,067	46,88	0,073	1,212	3,724	0,518	0,00084			0,05	5,63
	18	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	2,20	0,070	44,79	0,070	1,000	3,371	0,545	0,00084			0,05	6,07
	19	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	2,30	0,073	42,59	0,067	0,825	3,077	0,570	0,00084			0,05	6,51
	20	0,8	0,8	2,00	0,007854	0,03	2,40	0,076	40,29	0,063	0,678	2,832	0,594	0,00084			0,05	6,93
	21	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	0,72	0,023	37,89	0,105	20,911	36,621	0,165	0,00099			0,05	1,15
	22	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	0,82	0,026	37,17	0,103	15,671	27,871	0,189	0,00097			0,05	1,38
	23	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	0,93	0,030	36,35	0,101	11,606	21,081	0,218	0,00094			0,05	1,67
	24	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,06	0,034	35,42	0,098	8,504	15,901	0,251	0,00092			0,05	2,03
	25	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,21	0,038	34,36	0,095	6,177	12,015	0,288	0,00090			0,05	2,47
	26	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,37	0,044	33,15	0,092	4,460	9,148	0,331	0,00089			0,05	2,99
	27	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,55	0,049	31,78	0,088	3,210	7,061	0,376	0,00087			0,05	3,59
	28	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,74	0,055	30,23	0,084	2,309	5,557	0,424	0,00086			0,05	4,26
	29	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	1,93	0,061	28,50	0,079	1,663	4,478	0,473	0,00086			0,05	4,99
	30	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	2,12	0,067	26,57	0,074	1,198	3,701	0,520	0,00086			0,05	5,74
	31	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	2,30	0,073	24,45	0,068	0,861	3,138	0,564	0,00086			0,05	6,49
	32	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	2,47	0,079	22,15	0,062	0,614	2,725	0,606	0,00086			0,05	7,22
	33	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	2,62	0,083	19,68	0,055	0,430	2,418	0,643	0,00086			0,05	7,90
	34	0,6	0,6	2,00	0,007854	0,03	2,75	0,088	17,06	0,047	0,292	2,188	0,676	0,00086			0,05	8,52
	35	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	1,50	0,048	14,31	0,089	3,520	7,578	0,363	0,00088			0,05	3,41
	36	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	1,90	0,060	12,81	0,080	1,752	4,626	0,465	0,00086			0,05	4,88
	37	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	2,30	0,073	10,91	0,068	0,870	3,152	0,563	0,00086			0,05	6,48
	38	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	2,64	0,084	8,61	0,054	0,410	2,385	0,647	0,00086			0,05	7,99
	39	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	2,90	0,092	5,97	0,037	0,163	1,973	0,712	0,00086			0,05	9,21
	40	0,4	0,4	2,00	0,007854	0,03	3,07	0,098	3,07	0,019	0,039	1,764	0,753	0,00086			0,05	10,02
Total							66,95						16,327	0,00088	10,76%	4,78%		

4.3.13 Decantador (Pior Condição)

		Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (L/s)	$Q_{projeto} =$	393,27	401,71
Número de Decantadores (Funcionando)(und.):	$N_{Dec} =$	2,00	2,00
Vazão por Decantador (L/s):	$Q_{Dec} =$	196,64	200,86
Número de Tanques por Decantador(und.):	$N_{tanques} =$	3,00	3,00
Vazão do Tanque Central (L/s):	$Q_{Dec,T,C} =$	98,16	100,43
$Q_{Dec,t} = \frac{Q_{Dec}}{2}$			
Vazão do Tanque Lateral (L/s):	$Q_{Dec,T,L} =$	49,16	50,21
$Q_{Dec,t} = \frac{Q_{Dec}}{4}$			

**Dimensões das Placas Paralelas
(Tanque Central e Tanques Laterais)**

		Vazão Média	Vazão Máxima
Comprimento Da Placa(m):	$l =$	1,20	1,20
Espessura Da Placa(mm):	$e =$	2,00	2,00
Distância Da Placa (m):	$D =$	0,06	0,06
Ângulo das placas com a horizontal:	$\theta =$	60,00	60,00
Ângulo em radianos(rad):	$\theta =$	1,05	1,05
Seno do ângulo:		0,87	0,87
Cosseno do ângulo:		0,50	0,50
Tangente do ângulo:		1,73	1,73
Fator S (Placas Planas – Ferreira Filho, 2017):		1,38	1,38
Relação comprimento da placa/espacamento entre placas	$L =$	20,00	20,00

Área de Sedimentação Requerida (Tanque Central)

		Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão do tanque (Tanque Central) (m³/s):	$Q_{Dec,T,C} =$	0,098	0,100
Velocidade de Escoamento Entre os Módulos de Sedimentação (cm/min):	$V_0 =$	15,00	15,00
Área Líquida Perpendicular aos Módulos de Sedimentação (m²):	$A_0 =$	39,33	40,17

$$A_o = \frac{Q_{tanque}}{V_o}$$

Área Líquida Horizontal aos Módulos de Sedimentação (m²):

$A_p =$ 45,41 46,39

$$A_p = \frac{A_o}{\sin \theta}$$

Área Total Horizontal (m²)

$A_{pl} =$ 56,76 57,98

$$A_{pl} = \frac{A_p}{1 - 0,2}$$

4.3.13.1 Dimensões Básicas da Unidade de Sedimentação (Tanque Central)

Largura Adotada do Tanque (m):

$B =$ 3,80 3,80

Comprimento do Tanque (m):

$L =$ 14,94 15,26

$$L = \frac{A_{pl}}{B}$$

Comprimento do Tanque (Adotado)(m):

$L_A =$ 15,00 15,00

Comprimento Útil do Tanque (Adotado)(m):

$L_{U,A} =$ 13,97 13,97

Área do Tanque (m):

$A_{tanque} =$ 53,09 53,09

$$A_{tanque} = L_{U,A} \times B$$

4.3.13.2 Verificação da Taxa de Escoamento Superficial Virtual (Tanque Central)

Taxa de Aplicação Resultante (Tanque Central) (m³/m³.dia):

$q_L =$ 160,02 163,45

$$q_L = \frac{Q_{DEC,T,C}}{A_{tanque} \cdot 86400}$$

4.3.13.3 Área de Escoamento Livre Abaixo dos Módulos de Sedimentação (Tanque Central)

Velocidade de Escoamento Sob os Módulos de Sedimentação (m/min)

$V_m =$ 1,00 1,00

Área de Escoamento Livre Abaixo do Módulo de Sedimentação (m²):

$A_m =$ 5,90 6,03

$$A_m = \frac{Q_{DEC,T,C}}{V_m}$$

Altura da Lâmina d'Água Min. Entre os Módulos de Sedimentação e a Laje de Fundo da Unidade (m):

$h_m =$ 1,55 1,59

$$h_m = \frac{A_m}{B}$$

Altura da Lâmina d'Água Min. Entre os Módulos de Sedimentação e a Laje de Fundo da Unidade (Adotado)(m):

$h_m =$ 1,36 1,36

4.3.13.4 Dimensionamento dos Poços de Lodo (Tanque Central)

Ângulo:

$\theta =$ 60,00 60,00

Tangente do Ângulo em Radianos:

$Tg\theta =$ 60,00 60,00

Altura do Poço (m):

$h_1 =$ 1,50 1,50

Valor de X (m):

$X =$ 0,87 0,87

$$X = \frac{h_1}{tg\theta}$$

Comprimento da Base do Poço (m):

$b =$ 0,20 0,20

Área do Fundo do Poço (m²):

$A_{fundo\ poço} =$ 0,04 0,04

$$A_{FundoPoço} = b^2$$

Comprimento do Topo do Poço (m):

$B =$ 1,93 1,93

$$B = 2X + b$$

Área do Topo do Poço (m²):

$A_{topo\ poço} =$ 3,73 3,73

$$A_{TopoPoço} = B^2$$

Nº de Poços (und.):

$N_{poços} =$ 16,00 16,00

$$N_{poços} = \frac{A_{tanque}}{A_{topo\ poço}}$$

Nº de Poços (Corrigido)(und.):

$N_{poços\ corrigido} =$ 16,00 16,00

Volume de Cada Poço (m³):

$V_{poço} =$ 2,08 2,08

$$V_{poço} = \frac{H_1}{3} \cdot (A_{topo\ poço} + \sqrt{A_{topo\ poço} \cdot A_{fundo\ poço}} + A_{fundo\ poço})$$

Volume Total de Poços no Tanque Central(m³):

$V_{poços\ total} =$ 33,27 33,27

$$V_{poços\ total} = V_{poço} \cdot N_{poços\ corrigidos}$$

4.3.13.5 Descarga dos Poços de Lodo (Tanque Central)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Gravidade (m/s ²):	$g = 9,78$	9,78
Carga hidráulica disponível (m):	$h_d = 7,30$	7,30
Diâmetro da tubulação (mm):	$D_2 = 100,00$	100,00
Seção da tubulação de descarga (m ²):	$S_{t2} = 0,00785$	0,00785
$S_{T2} \cdot D^2 / 4$		
Comprimento da tubulação (m):	$L_2 = 1,38$	1,38
Relação L_2/d :	$L_2/D = 13,70$	13,70
Coeficiente de descarga:	$Cd_2 = 0,73$	0,73
Vazão de Descarga de um Tubo Extrator (m ³ /s):	$Q_{te3} = 0,0685$	0,0685
$q_{te3} = C_d S_t \sqrt{2gh_d}$		
Velocidade de Escoamento (m/s):	$V_2 = 8,73$	8,73
Nº de poços por tanque (und.)	$N_{poços} = 16,00$	16,00
Vazão de descarga total dos poços (L/s):	$Q_{te4} = 1,92$	1,92
$q_{te4} = q_{t3} \cdot N_{poços}$		

4.3.13.6 Calhas de Coleta de Água Decantada (Tanque Central)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão da Água Decantada por Metro(L/s.m):	$Q_{ad} = 3,00$	3,06
$Q_{ad} = 0,018 \cdot H_4 \cdot q_L$		
Profundidade Útil do Decantador (m):	$H_4 = 1,04$	1,04
Taxa de Escoamento Superficial (m ³ /m ² .d):	$Q/A_p = 160,00$	163,45
Vazão da Água Decantada por Metro(L/s.m): (ADOTADA):	$Q_{ad} = 3,00$	3,06
Comprimento Total de Vertedor (m):	$L_v = 3,80$	21,88
$L_v = Q/Q_{ad}$		
Vazão no Tanque Central (L/s):	$Q_{tanque} = 65,55$	66,95
Comprimento de Calha (m):	$L_{calha} = 3,80$	3,80
Número de Calhas por Tanque (und.):	$N_{calhas} = 2,88$	2,88

$$N_{calhas} = \frac{L_v}{2 \cdot L_{calha}}$$

Número de Calhas (und.) (Adotada):

N_{calhas}= 6,00 6,00

Espaçamento entre Calhas (m):

Esp= 2,50 2,50

$$Esp = \frac{L}{N_{calhas}}$$

Espaçamento entre Calhas (Adotada) (m):

Esp_A= 2,17 2,17

Comprimento Total de Calhas (m):

L_{ctotal}= 45,60 45,60

$$L_{ctotal} = L_{calha} \cdot N_{calhas} \cdot 2$$

Distância Entre os Vértices dos Vertedores Triangulares(m):

D_v= 0,15 0,15

Número de Vertedores Triangulares por Tanque (und.):

N_v= 304,00 304,00

$$N_v = \frac{L_{ctotal}}{d_v}$$

Vazão por Vertedor (L/s):

Q_v= 0,22 0,22

$$Q_v = \frac{Q_{tanque}}{N_v}$$

Carga Hidráulica nos Vertedores Triangulares (m):

H_{min}= 0,029 0,029

$$h_{min} = \left(\frac{Q_v}{1,46}\right)^{2/5}$$

Vazões Individuais por Calha de Coleta de Água Decantada (m³/s):

Q_c= 0,011 0,011

$$Q_c = \frac{Q_{tanque}}{N_{calha}}$$

Largura da Calha de Coleta de Água Decantada (m):

b= 0,25 0,25

Aceleração Da Gravidade (m/s²):

g= 9,81 9,81

Altura Crítica De Sedimentação (m):

h_c= 0,058 0,058

$$h_c = \left[\left(\frac{Q_c}{b}\right)^2 \cdot \frac{1}{g}\right]^{1/3}$$

Altura Máxima Do Nível D'água (m):

h₀= 0,10 0,10

$$h_0 = \sqrt{h_c^2 + \frac{2 \cdot Q_c^2}{g \cdot b^2 \cdot h_c}}$$

4.3.13.7 Determinação da Altura do Decantador (Tanque Central)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Altura do Poço (m):	$H_1 = 1,50$	1,50
Altura entre os poços e as placas de sedimentação (m):	$H_2 = 1,36$	1,36
Altura entre a placa e a horizontal (m):	$H_3 = 1,04$	1,04
$H_3 = C_{placa} \cdot \cos \theta$		
Profundidade útil do decantador - Altura da Calha + Altura da Lâmina (m):	$H_4 = 1,04$	1,04
$H_4 = \frac{L_{cminc}}{2}$		
Bordo Livre (m):	$H_5 = 0,62$	0,62
Altura total (m):	$H_{total} = 5,53$	5,53
$H_{total} = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5$		

4.3.13.8 Área de Sedimentação Requerida (Tanque Lateral)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão do tanque (Tanque Lateral) (m³/s):	$Q_{Dec,T,L} = 49,15$	50,21
Velocidade de Escoamento Entre os Módulos de Sedimentação (cm/min):	$V_0 = 15,00$	15,00
Área Líquida Perpendicular aos Módulos de Sedimentação (m²):	$A_0 = 19,66$	20,09
$A_0 = \frac{Q_{tanque}}{V_0}$		
Área Líquida Horizontal aos Módulos de Sedimentação (m²):	$A_p = 22,71$	23,19
$A_p = \frac{A_0}{\sin \theta}$		
Área Total Horizontal (m²)	$A_{pl} = 28,38$	28,89
$A_{pl} = \frac{A_p}{1 - 0,2}$		

4.3.13.9 Dimensões Básicas da Unidade de Sedimentação (Tanque Lateral)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Largura Adotada do Tanque (m):	$B = 1,90$	1,90
Comprimento do Tanque (m):	$L = 14,94$	15,26

$$L = \frac{A_{pl}}{B}$$

Comprimento do Tanque (Adotado)(m):	$L_A =$	15,00	15,00
Comprimento Útil do Tanque (Adotado)(m):	$L_{U,A} =$	13,98	13,98
Área do Tanque (m):	$A_{tanque} =$	26,56	26,56

$$A_{tanque} = L_{U,A} \times B$$

4.3.13.10 Verificação da Taxa de Escoamento Superficial Virtual (Tanque Lateral)

Taxa de Aplicação Resultante (Tanque Lateral) (m³/m³.dia):	$q_L =$	159,90	163,33
--	---------	--------	--------

$$q_L = \frac{Q_{DEC,T,C}}{A_{tanque} \cdot 86400}$$

4.3.13.11 Área de Escoamento Livre Abaixo dos Módulos de Sedimentação (Tanque Lateral)

Velocidade de Escoamento Sob os Módulos de Sedimentação (m/min)	$V_m =$	1,00	1,00
Área de Escoamento Livre Abaixo do Módulo de Sedimentação (m²):	$A_m =$	2,95	3,01
Altura da Lâmina d'Água Min. Entre os Módulos de Sedimentação e a Laje de Fundo da Unidade (m):	$h_m =$	1,55	1,59

$$h_m = \frac{A_m}{B}$$

4.3.13.12 Dimensionamento dos Poços de Lodo (Tanque Lateral)

Ângulo:	$\theta =$	60,00	60,00
Tangente do Ângulo em Radianos:	$Tg\theta =$	1,73	1,73
Altura do Poço (m):	$h_1 =$	1,50	1,50
Valor de X (m):	$X =$	0,87	0,87
Comprimento da Base do Poço (m):	$b =$	0,20	0,20

$$X = \frac{h_1}{tg\theta}$$

Área do Fundo do Poço (m²):	$A_{fundopoço} =$	0,04	0,04
$A_{Fundopoço} = b^2$			
Comprimento do Topo do Poço (m):	$B =$	1,93	1,93
$B = 2X + b$			
Área do Topo do Poço (m²):	$A_{topopoço} =$	3,73	3,73
$A_{Topopoço} = B^2$			
Nº de Poços (und.):	$N_{poços} =$	8,00	8,00
$N_{poços} = \frac{A_{tanque}}{A_{topopoço}}$			
Nº de Poços (Corrigido)(und.):	$N_{poçoscorrigido} =$	8,00	8,00
Volume de Cada Poço (m³):	$V_{poço} =$	2,08	2,08
$V_{poço} = \frac{H_1}{3} \cdot (A_{topopoço} + \sqrt{A_{topopoço} \cdot A_{fundopoço}} + A_{fundopoço})$			
Volume Total de Poços no Tanque Lateral (m³):	$V_{poçostotal} =$	16,04	16,04
$V_{poçostotal} = V_{poço} \cdot N_{poçoscorrigidos}$			

4.3.13.13 Descarga dos Poços de Lodo (Tanque Lateral)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Gravidade (m/s²):	$g =$	9,78
Carga hidráulica disponível (m):	$h_d =$	7,30
Diâmetro da tubulação (mm):	$D_2 =$	100,00
Seção da tubulação de descarga (m²)	$S_{t2} =$	0,00785
$S_{T2} \cdot D^2 / 4$		
Comprimento da tubulação (m):	$L_2 =$	1,38
Relação L_2/d :	$L_2/D =$	13,70
Coeficiente de descarga:	$Cd_2 =$	0,73
Vazão de Descarga de um Tubo Extrator (L/s):	$Q_{te3} =$	0,0685
$q_{te3} = C_d S_t \sqrt{2gh_d}$		
Velocidade de Escoamento (m/s):	$V_2 =$	8,73

Nº de poços por tanque	$N_{poços} =$	16,00	16,00
------------------------	---------------	-------	-------

Vazão de descarga total dos poços (L/s):	$Q_{te4} =$	1,92	1,92
--	-------------	------	------

$$q_{te4} = q_{t3} \cdot N_{poços}$$

4.3.13.14 Calhas de Coleta de Água Decantada (Tanque Lateral)

	Vazão Média	Vazão Máxima
--	-------------	--------------

Vazão da Água Decantada por Metro(L/s.m):	$Q_{ad} =$	2,99	3,06
---	------------	------	------

$$Q_{ad} = 0,018 \cdot H_4 \cdot q_L$$

Profundidade Útil do Decantador (m):	$H_4 =$	1,04	1,04
--------------------------------------	---------	------	------

Taxa de Escoamento Superficial (m³/m².d):	$Q/A_p =$	159,90	163,33
---	-----------	--------	--------

Vazão da Água Decantada por Metro(L/s.m): (ADOTADA):	$Q_{ad} =$	2,99	3,06
--	------------	------	------

Comprimento Total de Vertedor (m):	$L_v =$	16,42	16,42
------------------------------------	---------	-------	-------

$$L_v = Q/Q_{ad}$$

Vazão no Tanque Lateral (L/s):	$Q_{tanque} =$	49,16	50,21
--------------------------------	----------------	-------	-------

Comprimento de Calha (m):	$L_{calha} =$	1,90	4,32
---------------------------	---------------	------	------

Número de Calhas por Tanque (und.):	$N_{calhas} =$	4,32	4,32
-------------------------------------	----------------	------	------

$$N_{calhas} = \frac{L_v}{2 \cdot L_{calha}}$$

Número de Calhas (und.) (Adotada):	$N_{calhas} =$	6,00	6,00
------------------------------------	----------------	------	------

Espaçamento entre Calhas (m):	$Esp =$	2,50	2,50
-------------------------------	---------	------	------

$$Esp = \frac{L}{N_{calhas}}$$

Espaçamento entre Calhas (Adotada) (m):	$Esp_A =$	2,17	2,17
---	-----------	------	------

Comprimento Total de Calhas (m):	$L_{ctotal} =$	22,80	22,80
----------------------------------	----------------	-------	-------

$$L_{ctotal} = L_{calha} \cdot N_{calhas} \cdot 2$$

Distância Entre os Vértices dos Vertedores Triangulares(m):	$D_v =$	0,15	0,15
---	---------	------	------

Número de Vertedores Triangulares por Tanque (und.):	$N_v =$	152,00	152,00
--	---------	--------	--------

$$N_v = \frac{L_{ctotal}}{d_v}$$

Vazão por Vertedor (L/s):	$Q_v =$	0,32	0,330
---------------------------	---------	------	-------

$$Q_v = \frac{Q_{tanque}}{N_v}$$

Carga Hidráulica nos Vertedores Triangulares (m):

H_{min}= 0,034 0,034

$$h_{min} = \left(\frac{Q_v}{1,46}\right)^{2/5}$$

Vazões Individuais por Calha de Coleta de Água Decantada (m³/s):

Q_c= 0,008 0,008

$$Q_c = \frac{Q_{tanque}}{N_{calha}}$$

Largura da Calha de Coleta de Água Decantada (m):

b= 0,25 0,25

Aceleração Da Gravidade (m/s²):

g= 9,81 9,81

Altura Crítica De Sedimentação (m):

h_c= 0,047 0,048

$$h_c = \left[\left(\frac{Q_c}{b}\right)^2 \cdot \frac{1}{g}\right]^{1/3}$$

Altura Máxima Do Nível D'água (m):

h₀= 0,083 0,084

$$h_0 = \sqrt{h_c^2 + \frac{2 \cdot Q_c^2}{g \cdot b^2 \cdot h_c}}$$

4.3.13.15 Determinação da Altura do Decantador (Tanque Lateral)**Vazão Média** **Vazão Máxima**

Altura do Poço (m):

H₁= 1,50 1,50

Altura entre os poços e as placas de sedimentação (m):

H₂= 1,32 1,32

Altura entre a placa e a horizontal (m):

H₃= 1,04 1,04

$$H_3 = C_{placa} \cdot \cos\theta$$

Profundidade útil do decantador - Altura da Calha+Altura da Lâmina (m):

H₄= 1,04 1,04

$$H_4 = \frac{L_{cminc}}{2}$$

Bordo Livre (m):

H₅= 0,62 0,62

Altura total (m):

H_{total}= 5,56 5,56

$$H_{total} = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5$$

4.3.14 Filtros (Filtros Rápidos Descendentes de Camada Dupla)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Taxa de Funcionamento (m³/m²/dia):	q= 360,00	360,00
Vazão de Projeto (m³/s):	Q _{projeto} = 0,393	0,401
Vazão de Projeto (m³/dia):	Q _{projeto} = 33.955,20	34.707,74
$Q_{Projeto} = Q_{Projeto} \cdot 86400$		
Número de Filtros Em Funcionamento (und.):	N _{filtros} = 6,00	6,00
Vazão por Filtro (m³/s):	Q _{filtro} = 0,0655	0,0669
Área Total de Filtração (m²):	A _{t,filtro} = 86,34	88,25
$A_{t,filtro} = \frac{Q_{Projeto}}{q}$		
Largura por Filtro (Adotada) (m):	L _A = 5,00	5,00
Comprimento por Filtro (Adotado) (m):	C _A = 2,87	2,94
Área Superficial de Cada Filtro (Corrigida)(m²):	A _{s,filtro,A} = 14,39	14,70
$A_{s,filtro} = \frac{A_{t,filtro}}{N_{filtros}}$		
Taxa de Funcionamento (m³/m²/dia):	q= 233,36	234,54

4.3.14.1 Filtração (Verificação)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Número de Filtros Funcionando (und.):	N _{filtros} = 4,00	4,00
Vazão por Filtro (m³/s):	Q _{filtro} = 0,098	0,100
$Q_{Filtro} = \frac{Q_{módulo}}{N_{filtro}}$		
Área Superficial Total dos Filtros Funcionando(m²):	As= 97,00	88,25
Taxa de Funcionamento (m³/m²/dia) (Corrigida):	q2= 350,05	357,81

4.3.14.2 Vertedores de Entrada dos Filtros

		Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	$Q_{Projeto} =$	0,393	0,401
Número de Filtros Funcionando (und.):	$N_{filtros} =$	6,00	6,00
Número de Vertedores por Filtro (und.):	$N =$	1,00	1,00
Vazão por Vertedor (m³/s): $Q_i = \frac{Q_{Projeto}}{N_{filtros}}$	$Q_i =$	0,063	0,067
Carga no Vertedor (Adotada)(m):	$H =$	0,11	0,11
Largura no Vertedor (m): $Q = 1,838(L - 0,20H)H^{3/2}$	$L =$	1,00	0,99
Largura no Vertedor (Adotada)(m):	$L =$	1,00	1,00
Altura do Vertedor (m): $p > \frac{H}{0,5}$	$p =$	0,22	0,224
Altura do Vertedor (Adotada)(m):	$p' =$	0,50	0,50

**4.3.14.3 Vertedores de Entrada dos Filtros
(Verificação)**

		Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	$Q_{Projeto} =$	0,393	0,401
Número de Filtros Funcionando (und.):	$N_{filtros} =$	6,00	6,00
Número de Vertedores por Filtro (und.):	$N =$	4,00	4,00
Vazão por Vertedor (m³/s): $Q_i = \frac{Q_{Projeto}}{N_{filtros}}$	$Q_i =$	0,098	0,100
Carga no Vertedor (Adotada)(m):	$H =$	0,15	0,15
Largura no Vertedor (m): $Q = 1,838(L - 0,20H)H^{3/2}$	$L =$	1,00	0,97
Largura no Vertedor (Adotada)(m):	$L =$	1,00	1,00
Altura do Vertedor (m):	$p =$	0,29	0,30

$$p > \frac{H}{0,5}$$

Altura do Vertedor (Adotada)(m):

p' = 0,50 | 0,50

4.3.14.4 Níveis do Filtro

Nível d'Água Acima do Leito Filtrante (m):

	Vazão Média	Vazão Máxima
H ₁ =	1,19	1,19

Areia (m):

H ₂ =	0,25	0,25
------------------	------	------

Antracito (m):

H ₃ =	0,50	0,50
------------------	------	------

Pedregulho (m):

H ₄ =	0,30	0,30
------------------	------	------

Blocos Universais (m):

H ₅ =	0,20	0,20
------------------	------	------

Fundo Do Filtro (m):

H ₆ =	1,00	1,00
------------------	------	------

4.3.14.5 Cálculo da Perda de Carga no Meio Filtrante (Filtrando) (04 Filtros Funcionando)

Perda de Carga na Areia

Tamanho dos Grãos(mm)	Di(mm)	Xi	Xi/Di(1000/m)	Xi/Di2(10000/m2)
0,35-0,84	0,554	1,00	1,805	342,72

(Xi/Di2):

	Vazão Média	Vazão Máxima
Σ=	3.427.245,60	3.427.245,60

Taxa de Funcionamento (m³/m².Dia):

T=	350,05	357,81
----	--------	--------

Viscosidade Absoluta (N s/m²):

μ=	0,001005	0,001005
----	----------	----------

Massa Específica da Água (kg/m³):

ρ _a =	998,20	998,20
------------------	--------	--------

Espessura Do Meio Granular (m):

H ₂ =	0,25	0,25
------------------	------	------

Porosidade do Meio Granular:

ε=	0,45	0,45
----	------	------

Gravidade (m/s²):

g=	9,81	9,81
----	------	------

Coeficiente de Esfericidade:

Ce=	0,75	0,75
-----	------	------

Perda de Carga (m):

ΔH=	0,32	0,32
-----	------	------

$$\frac{\Delta H}{\Delta L} = 150 \cdot \frac{\mu}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1 - \varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \cdot \frac{V_{\infty}}{C_e^2} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}^2} \right) + 1,75 \cdot \frac{(1 - \varepsilon) \cdot V_{\infty}^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}} \right)$$

Perda de Carga no Antracito

Tamanho dos grãos (mm)	Di (mm)	Xi	Xi/Di (1000/m)	Xi/Di2 (10000/m2)
0,8-1,53	1,088	1,00	0,919	84,50

	Vazão Média	Vazão Máxima
(Xi/Di2):	Σ= 845.094,10	845.094,10
Taxa de Funcionamento (m³/m².Dia):	T= 350,05	357,81
Viscosidade Absoluta (N s/m²):	μ= 0,001005	0,001005
Massa Específica da Água (kg/m³):	pa = 998,20	998,20
Espessura Do Meio Granular (m):	H3= 0,50	0,50
Porosidade do Meio Granular:	ε= 0,48	0,48
Gravidade (m/s²):	g= 9,81	9,81
Coeficiente de Esfericidade:	Ce= 0,65	0,65
Perda de Carga (m):	ΔH= 0,153	0,156

$$\frac{\Delta H}{\Delta L} = 150 \cdot \frac{\mu}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1 - \varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \cdot \frac{V_{\infty}}{C_e^2} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}^2} \right) + 1,75 \cdot \frac{(1 - \varepsilon) \cdot V_{\infty}^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}} \right)$$

Perda de Carga no Pedregulho

Tamanho dos grãos(mm)	Di(mm)	Xi	Xi/Di(1000/m)	Xi/Di2(10000/m2)
25,4-38,0	31,068	0,3	0,010	0,0
19,0-25,4	21,968	0,1	0,005	0,0
12,7-19,0	15,534	0,1	0,006	0,0
6,4-12,7	9,016	0,1	0,011	0,1
3,2-6,4	4,525	0,2	0,044	1,0
6,4-12,7	9,016	0,1	0,011	0,1
12,7-19,0	15,534	0,1	0,006	0,0
-	-	-	0,093	1,4

	Vazão Média	Vazão Máxima
(Xi/Di ²):	Σ= 13.262,30	13.262,30
Taxa de Funcionamento (m ³ /m ² .Dia):	T= 350,05	357,81
Viscosidade Absoluta (N s/m ²):	μ= 0,001005	0,001005
Massa Específica da Água (kg/m ³):	ρ _a = 998,20	998,20
Espessura Do Meio Granular (m):	H ₃ = 0,30	0,30
Porosidade do Meio Granular:	ε= 0,45	0,45
Gravidade (m/s ²):	g= 9,81	9,81
Coeficiente de Esfericidade:	C _e = 0,70	0,70
Perda de Carga (m):	ΔH= 0,0011	0,0017

$$\frac{\Delta H}{\Delta L} = 150 \cdot \frac{\mu}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1 - \varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \cdot \frac{V_{\infty}}{C_e^2} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}^2} \right) + 1,75 \cdot \frac{(1 - \varepsilon) \cdot V_{\infty}^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}} \right)$$

4.3.14.6 Cálculo da Perda de Carga no Meio Filtrante (Retro lavagem)

Perda de Carga no Antracito

	Vazão Média	Vazão Máxima
Massa Específica das Partículas do Material (kg/m ³):	P _p = 1.600,00	1600,00
Massa Específica da Água (kg/m ³):	P= 998,20	998,20
Porosidade Inicial do Meio Filtrante:	E ₀ = 0,45	0,45
Altura Inicial Do Material Filtrante (m):	L ₀ = 0,50	0,50
Perda de Carga (m):	ΔH = 0,17	0,17

$$\Delta H = \frac{(\rho_p - \rho) \cdot (1 - \varepsilon_0) \cdot L_0}{\rho}$$

Perda de Carga na Areia

	Vazão Média	Vazão Máxima
Massa Específica das Partículas do Material (kg/m ³):	P _p = 2.650,00	2.650,00
Massa Específica da Água (kg/m ³):	P= 998,20	998,20
Porosidade Inicial do Meio Filtrante:	E ₀ = 0,45	0,45
Altura Inicial do Material Filtrante (m):	L ₀ = 0,25	0,25

Perda de Carga (m):

 $\Delta H =$ 0,23 | 0,23

$$\Delta H = \frac{(\rho_p - \rho) \cdot (1 - \varepsilon_0) \cdot L_0}{\rho}$$

4.3.14.7 Lavagem dos Filtros**Condição de Funcionamento 1**

Unidades de Filtração Funcionando (und.):

 $N_{\text{filtros}} =$ 6,00 | 6,00

Vazão em Cada Filtro (m³/s):

 $Q_1 =$ 0,067 | 0,067

$$Q_1 = \frac{Q_{\text{Projeto}}}{N_{\text{filtros}}}$$

Condição de Funcionamento 2

Unidades de Filtração Funcionando (und.):

 $N_{\text{unidades}} =$ 4,00 | 4,00

Vazão em Cada Filtro (m³/s):

 $Q_2 =$ 0,100 | 0,100

$$Q_2 = \frac{Q_{\text{ampliação}}}{N_{\text{filtros}}}$$

Tubulação de Saída de Água Filtrada:

Vazão em Cada Filtro (m³/s):

 $Q_1 =$ 0,100 | 0,100

Velocidade Máxima (m/s):

 $V_1 =$ 1,20 | 1,20

Diâmetro de Água Filtrada (m):

 $D_{\text{min}} =$ 0,327 | 0,327

$$D_{\text{min}} = \sqrt{4Q/V\pi}$$

Diâmetro de Água Filtrada (Adotado)(m):

 $D_{\text{min,a}} =$ 0,400 | 0,400

Velocidade (Corrigida)(m/s):

 $V_3 =$ 0,79 | 0,79

$$V_3 = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

4.3.14.8 Tubulações de Água de Lavagem**Vazão
Média/
Máxima**

Velocidade Ascensional da Água de Lavagem (cm/min):

 $V_a =$ 1.069,00

Vazão de água de lavagem para um filtro (L/s):

 $Q =$ 303,10

$$q = n \times A \times V_a$$

Velocidade (m/s): $V_1 = 2,50$

Diâmetro da Tubulação de Água de Lavagem (m): $D = 0,392$

Diâmetro da Tubulação Adotado (m): $D = 0,400$

$$D = \sqrt{4Q/V\pi}$$

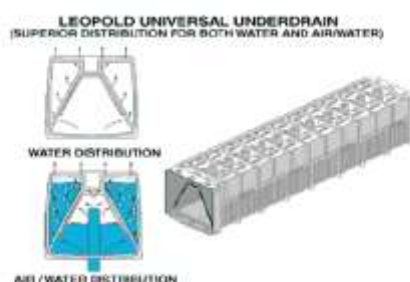
Velocidade (Corrigida)(m/s): $V_4 = 2,41$

$$V_4 = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

4.3.14.9 Sistema de Drenagem (Blocos Universais)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Número Total de Blocos por Tanque (und.):	$N_b = 72,00$	72,00
Vazão por Bloco (Condição 01) (L/s):	$Q_{b,1} = 0,77$	0,78
Vazão por Bloco (Condição 01) (m³/h):	$Q_{b,1} = 2,77$	2,84
Vazão por Bloco (Condição 02) (L/s):	$Q_{b,1} = 1,15$	1,18
Vazão por Bloco (Condição 02) (m³/h):	$Q_{b,1} = 4,16$	4,25

4.3.14.10 (Blocos Universais Utilizados como Referência)



Os Blocos **LEOPOLD** serão fornecidos com seus respectivos acessórios, a saber;

- Placa de Fechamento
- Ponte Espaçadora e de Contenção de Argamassa
- Anel O'ring
- Sistema de Ancoragem (barras, hastes e porcas)

DIMENSIONAL DOS BLOCOS:

	TIPO "SL" (nominal)	
	mm	Póli.
Comprimento	1.219	48
Largura	279	11
Altura	203	8
Peso (kg)	8,7	

4.3.14.11 Calhas de Coleta

		Vazão Média	Vazão Máxima
Número de calhas por filtro (und.):	$N_{calhas} =$	2,00	2,00
Vazão da água de lavagem por filtro (m³/s):	$Q_{al2} =$	0,303	0,303
Vazão por calha (m³/s):	$Q_{calha} =$	0,152	0,152
Coefficiente K:	$K =$	1,38	1,38
Largura da calha(adotada)(m):	$b =$	0,50	0,50
Altura máxima da água na calha (m):	$h_{calha} =$	0,36	0,36

**4.3.14.12 Posicionamento das Calhas de Coleta de
Água de Lavagem**

		Vazão Média	Vazão Máxima
Altura do meio filtrante (m):	$L =$	0,75	0,75
$L = H_2 + H_3$ (m):			
Areia (m):	$H_2 =$	0,25	0,25
Antracito (m):	$H_3 =$	0,50	0,50
$L + d$ (m):	$L + d =$	1,25	1,25
$0,5L + d$ (m):	$0,5L + d =$	0,875	0,875
Posicionamento Adotado (m)	$H_0 =$	1,04	1,04

$$(0,5L + D) \leq H_0 \leq (L + D)$$

4.3.14.13 Estação Elevatória de Água de Lavagem

Vazão de Recalque (L/s):	$Q_{m\acute{a}x.} =$	303,13
Vazão de Recalque por Bomba (L/s) (1+1R):	$Q_{Bomba} =$	303,13
Extensão da Linha (m):	$L_{trecho} =$	265,90
Extensão da Sucção (m):	$L_s =$	3,10
Extensão do Recalque (m):	$L_r =$	265,90
Extensão do Recalque (Trecho 01) (m):	$L_{r1} =$	21,98
Extensão do Recalque (Trecho 02) (m):	$L_{r2} =$	211,88
Extensão do Recalque (Trecho 03) (m):	$L_{r3} =$	32,04
Diâmetro de Sucção ($F_o F_o$)(mm):	$D_s =$	500,00
Diâmetro de Recalque ($F_o F_o$) (Trecho 01) (mm):	$D_{R1} =$	400,00
Diâmetro de Recalque (PEAD) (Trecho 02) (mm):	$D_{R2} =$	396,60
Diâmetro de Recalque ($F_o F_o$) (Trecho 03) (mm):	$D_{R3} =$	400,00
Velocidade Média na Sucção ($V = Q/A$) (m/s):	$V_s =$	1,54
Velocidade Média no Recalque ($V = Q/A$) (m/s):	$V_1 =$	2,41
	$V_2 =$	2,45

$$V_3 = 2,41$$

Rugosidade média (mm):

Trecho de Sucção:	$C_s = 0,14$
Trecho de Recalque 01:	$C_1 = 0,14$
Trecho de Recalque 02:	$C_2 = 0,08$
Trecho de Recalque 03:	$C_3 = 0,14$

Cota do NA Elevatória (NA mínimo):	$C_M = 62,00$
Cota do NA a jusante (GS da Tubulação de Entrada):	$C_J = 76,15$
Altura Geométrica ($H_g = H_J - H_M$) (m):	$H_g = 14,75$

Perdas de Carga Unitária (sucção)(m/m):	$j_s = 0,000116$
Perdas de Carga Unitária (Trecho 01) (Recalque)(m/m):	$j_{r1} = 0,011945$
Perdas de Carga Unitária (Trecho 02) (Recalque)(m/m):	$j_{r2} = 0,011392$
Perdas de Carga Unitária (Trecho 03) (Recalque)(m/m):	$j_{r3} = 0,011945$

Perdas de Carga Distribuída (sucção)(m):	$\Delta h_s = 0,000360$
Perdas de Carga Distribuída (recalque) (Trecho 01) (m):	$\Delta h_{d1} = 0,262546$
Perdas de Carga Distribuída (recalque) (Trecho 02) (m):	$\Delta h_{d2} = 2,41$
Perdas de Carga Distribuída (recalque) (Trecho 03) (m):	$\Delta h_{d3} = 0,38$
Perdas de Carga Localizada (sucção)(m):	$\Delta h_{Ls} = 0,3735$
Perdas de Carga Localizada (Recalque)(m):	$\Delta h_{Lr} = 5,77$
Perdas de Carga no Leito (Recalque)(m):	$\Delta h_{Ll} = 0,97$

Altura manométrica ($H_{man} = H_g + h_d + h_L$):	24,92
---	-------

Perda de Carga Localizada (Sucção)

Peça	Quant.	K	K _{total}	D(m)	A(m ²)	Q(m ³ /s)	v(m/s)	Δh
Entrada de borda	1	1,00	1,00	0,50	0,20	0,30	1,54	0,12
Crivo	1	0,75	0,75	0,50	0,20	0,30	1,54	0,09
Curva de 90	1	0,40	0,40	0,50	0,20	0,30	1,54	0,05
Redução (500x350)	1	0,15	0,15	0,35	0,10	0,30	3,15	0,08
Válvula borboleta	1	0,30	0,30	0,50	0,20	0,30	1,54	0,04
								0,37

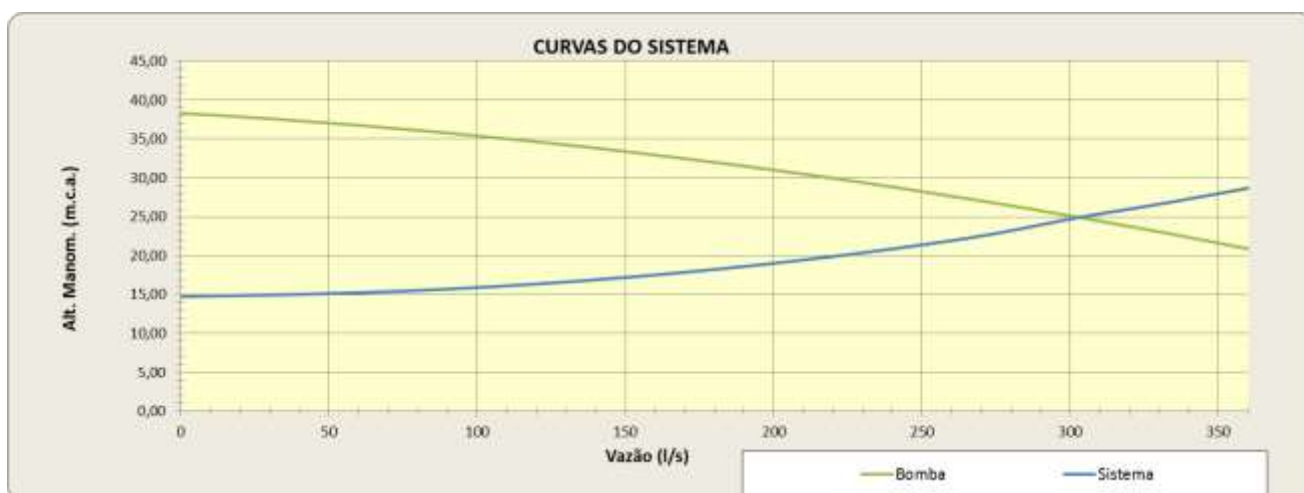
$$h_s = K \frac{V^2}{2g}$$

Perda de Carga Localizada (Recalque)

Perda de carga localizada no recalque

Peça	Quant.	K	K _{total}	D(m)	A(m ²)	Q(m ³ /s)	v(m/s)	Δh
Curva de 45	1,00	0,20	0,20	0,30	0,07	0,30	4,29	0,19
Ampliação (300x400)	1,00	0,30	0,30	0,30	0,07	0,30	4,29	0,28
Tê Passagem Direta	2,00	0,60	1,20	0,40	0,13	0,30	2,41	0,36
Válvula de Controle	1,00	3,80	3,80	0,40	0,13	0,30	2,41	1,13
Junção	2,00	0,40	0,80	0,40	0,13	0,30	2,41	0,24
Curva de 45	2,00	0,20	0,40	0,40	0,13	0,30	2,41	0,12
Válvula Borboleta	3,00	0,30	0,90	0,40	0,13	0,30	2,41	0,27

Curva de 90	4,00	0,40	1,60	0,40	0,12	0,30	2,45	0,49
Curva de 45	3,00	0,20	0,60	0,40	0,12	0,30	2,45	0,18
Curva de 90	4,00	0,40	1,60	0,40	0,13	0,30	2,41	0,47
Tê Passagem Direta	5,00	0,60	3,00	0,40	0,13	0,30	2,41	0,89
Tê Passagem de Lado	2,00	1,30	2,60	0,40	0,13	0,30	2,41	0,77
Válvula Borboleta	1,00	0,30	0,30	0,40	0,13	0,30	2,41	0,09
Saída	1,00	1,00	1,00	0,40	0,13	0,30	2,41	0,30
Total=							5,77	



Cálculo dos pontos da curva do sistema

Q (L/s)	hp (m)	Sucção	Recalque	hf (m)	Hf (m)	Hm (m)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,75
30,31	0,061	0,00	0,14	0,14	0,20	14,95
60,63	0,246	0,00	0,25	0,25	0,50	15,25
90,94	0,553	0,00	0,42	0,42	0,98	15,73
121,25	0,983	0,00	0,66	0,66	1,65	16,40
151,57	1,536	0,00	0,96	0,96	2,50	17,25
181,88	2,212	0,00	1,33	1,33	3,55	18,30
212,19	3,011	0,00	1,77	1,78	4,79	19,54
242,50	3,932	0,00	2,31	2,31	6,24	20,99
272,82	4,977	0,00	2,98	2,98	7,96	22,71
303,13	6,144	0,00	4,03	4,03	10,18	24,93
333,44	7,434	0,00	4,65	4,66	12,09	26,84
363,76	8,847	0,01	5,33	5,34	14,19	28,94

Parâmetros da Bomba projetada:

Marca	KSB
Modelo	OMEGA 300-300 ^a
Nº de estágios	-
Nº de conjuntos	
Total	2
Em operação	1
Potência cons. do conj. motor-bomba (CV)	137,50
Potência comercial do conj. motor-bomba (CV)	150,00
Rotação da bomba (rpm)	1.750,00
Diâmetro do recalque (mm)	300
Diâmetro da sucção (mm)	350

Rendimento (%) 80,00%
Diâmetro do rotor (mm) 287

NPSH

NPSH_{requerido}(Curva do Catalogo): NPSH_{requerido}= 7,20
Altura estática da sucção(m): H_{g,s}= 0,12
Somatória das perdas de carga de sucção(m): $\Sigma \Delta H_s$ = 0,3738
Altitude(m): h= 62,00
P_{atm}/γ: P_{atm}/γ:= 10,26

$$\frac{P_{atm}}{\gamma} = 10,33 - \frac{h}{900}$$

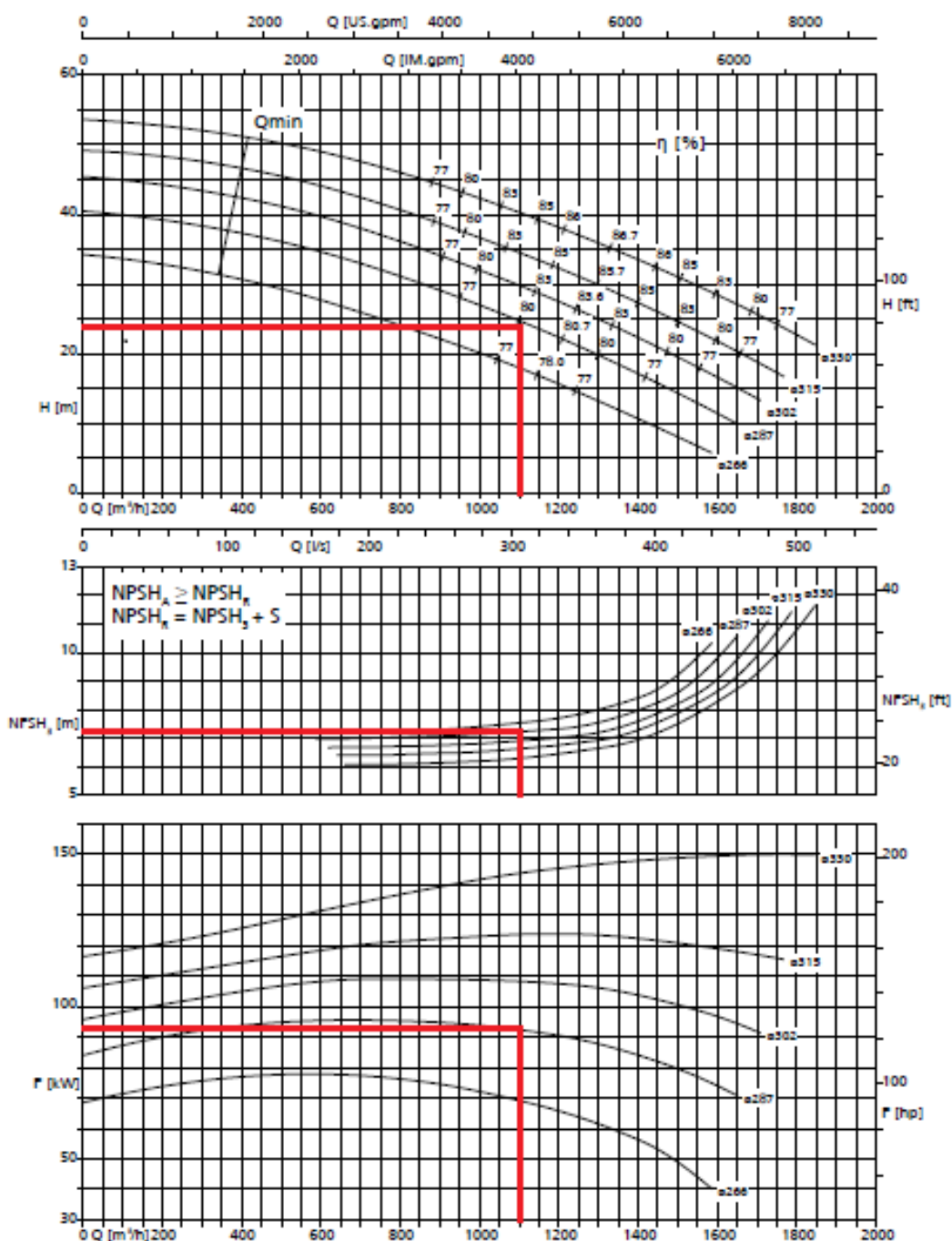
P_{vapor}/γ: P_{vapor}/γ= 0,433
NPSH_{disponível}: NPSH_{disponível}= 10,44

$$NPSH_d = H_{g,s} - \Delta H_s + P_{atm}/\gamma + P_{vapor}/\gamma$$

T (°C)	P _v /γ (mca)
0	0,062
2	0,072
4	0,083
6	0,095
8	0,109
10	0,125
15	0,174
20	0,238
25	0,323
30	0,433
40	0,752
50	1,258
60	2,031
80	4,827
100	10,332

4.3.1 Curva da Bomba

Omega 300-300A, $n=1750$ rpm



4.3.1.1 Lavagem com Ar

Taxa de Ar (L/s.m²):

$q_{ar} = 15,00$ 15,00

Área Superficial de Cada Filtro (m²):

$A_{s, filtro} = 24,25$ 24,25

Vazão de Ar (Para um Filtro) (L/s):	$Q_{ar} =$	363,75	363,75
$Q_{ar} = q_{ar} \cdot A_{filtro}$			
Vazão de Ar (Para um Filtro) (m³/min):	$Q_{ar} =$	21,83	21,83
Velocidade do Ar (m/s):	$V_{ar} =$	20,00	20,00
Diâmetro da Tubulação de Ar (m):	$D_{ar} =$	0,152	0,152
Diâmetro da Tubulação de Ar (Adotado) (m):	$D_{ar,a} =$	0,200	0,200
Pressão Absoluta de Entrada (atm):	$P_0 =$	0,916	0,916
Pressão Estática a ser Vencida (m):	$h_1 =$	3,44	3,44
Fator de Segurança:	$FS =$	1,40	1,40
Pressão Estática a ser Vencida (atm)(Corrigida):	$h_{1,c} =$	0,47	0,47
$h_{1,c} = \left(h_{1,c} \cdot FS / 10,34 \right)$			
Pressão Absoluta de Saída (atm):	$P =$	1,47	1,47
$P = h_{1,c} + 1$			

4.3.1.2 Tubulação de Gravidade (Filtros – Vertedor de Saída)

4.3.1.2 Tubulação de Gravidade (Filtros – Vertedor de Saída)		Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão no Trecho (Quatro Filtros Funcionando) (L/s):	$Q_{Filtro} =$	98,32	100,43
Altura de Montante (m):	$H_m =$	71,15	71,15
Altura de Jusante (m):	$H_j =$	70,95	70,95
Extensão Total do Trecho (FºFº)(m):	$L =$	4,57	4,57
Altura Geométrica ($H_g = H_m - H_j$) (m):	$H_g =$	0,20	0,20
Perda de Carga Unitária ($j = H/L$) (m/m):	$j =$	0,04376	0,04376
C - Coeficiente de Rugosidade:	$C =$	105,00	105,00
Determinação do Diâmetro (m):	$D =$	0,219	0,231
$j = 10,65 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87}$			
Diâmetro (Adotado) (mm):	$D_a =$	400,00	400,00
Perda de Carga Unitária (m/m):	$j =$	0,00230	0,00240

Velocidade (m/s):	v=	0,78	0,80
Perda de Carga Distribuida (m):	ΔH_D =	0,01	0,01
Perda de Carga Localizada (m):	ΔH_L =	0,19	0,19
Perda de Carga Total (m):	ΔH_T =	0,20	0,20
$\Delta H_T = \Delta H_D + \Delta H_L$			

4.3.1.1 Vertedores de Saída dos Filtros

		Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	$Q_{Projeto}$ =	0,393	0,401
Número de Filtros Funcionando (und.):	$N_{filtros}$ =	6,00	6,00
Número de Vertedores por Filtro (und.):	N=	1,00	1,00
Vazão por Vertedor (m³/s): $Q_i = \frac{Q_{Projeto}}{N_{filtros}}$	Q_i =	0,063	0,067
Carga no Vertedor (Adotada)(m):	H=	0,07	0,08
Largura no Vertedor (m):	L=	1,74	1,75
$Q=1,838(L-0,20H)H^{3/2}$			
Largura no Vertedor (Adotada)(m):	L=	1,75	1,75
Altura do Vertedor (m): $p > \frac{H}{0,5}$	p=	0,146	0,152
Altura do Vertedor (Adotada)(m):	p'=	0,30	0,30

4.3.1.2 Vertedores de Saída dos Filtros (Verificação)

		Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Projeto (m³/s):	$Q_{Projeto}$ =	0,393	0,401
Número de Filtros Funcionando (und.):	$N_{filtros}$ =	4,00	4,00
Número de Vertedores por Filtro (und.):	N=	1,00	1,00

Vazão por Vertedor (m³/s):

$$Q_i = \frac{Q_{Projeto}}{N_{filtros}}$$

Q_i= 0,094 | 0,100

Carga no Vertedor (Adotada)(m):

H= 0,10 | 0,10

Largura no Vertedor (m):

L= 1,76 | 1,75

$$Q=1,838(L-0,20H)H^{3/2}$$

Largura no Vertedor (Adotada)(m):

L= 1,75 | 1,75

Altura do Vertedor (m):

p= 0,19 | 0,20

$$p > \frac{H}{0,5}$$

Altura do Vertedor (Adotada)(m):

p'= 0,30 | 0,30

4.3.1.3 Canal de Saída dos Filtros

Canal	Vazão		Manning	Declividade (Adotada)	Dimensão do Canal		Raio Hidráulico		
	Q(L/s)	Q(m³/s)	n	I(m/m)	Largura (m)	Altura do Líquido (m)	A (m)	P(m)	Rh (m)
Vazão Média	393,27	0,393	0,013	0,005	1,90	0,148	0,281	2,196	0,130
Vazão Máxima	401,71	0,402	0,013	0,005	1,90	0,151	0,287	2,20	0,130

4.3.1 Adutora de Gravidade (ETA – EEAT01)

Vazão de Projeto(L/s):

	Vazão Média	Vazão Máxima
Q _{Filtro} =	393,27	401,71

Altura de Montante (m):

H_m= 70,51 | 70,51

Altura de Jusante (Geratriz Superior)(m):

H_j= 66,89 | 66,89

Extensão Total do Trecho (FoFo)(m):

L = 193,80 | 193,80

Altura Geométrica (H_g=H_m-H_j) (m):H_g = 3,62 | 3,62

Perda de Carga Unitária (j=H/L) (m/m):

j = 0,01868 | 0,01868

C - Coeficiente de Rugosidade:

C= 105,00 | 105,00

Determinação do Diâmetro (m):

D= 0,441 | 0,444

$$j = 10,65 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87}$$

Diâmetro Equivalente (Adotado) (mm):	Da=	677,39	677,29
Perda de Carga Unitária (m/m):	j=	0,00230	0,00239
$j = 10,65 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot Da^{-4,87}$			
Velocidade (m/s):	v=	1,09	1,11
Perda de Carga Distribuída (m):	ΔH_D =	0,45	0,46
Perda de Carga Localizada (m):	ΔH_L =	0,55	0,57
Perda de Carga Total (m):	ΔH_T =	1,00	1,04
$\Delta H_T = \Delta H_D + \Delta H_L$			

Tubulações em Série

	L (m)	D(mm)	C
Trecho 01:	3,04	600,00	105
Trecho 02:	185,89	625,80	130
Trecho 03:	4,87	700,00	105
Total:	193,80	-	-
Diâmetro Equivalente:	-	677,39	105

Perda de Carga Localizada (Vazão Média)

Peça	Quant.	K	Ktotal	D(mm)	A(m²)	Q(m³/s)	v(m/s)	Δh
Entrada	1,00	1,00	1,00	600	0,28	0,393	1,39	0,10
Curva de 90°	2,00	0,40	0,80	600	0,28	0,393	1,39	0,08
Válvula Borboleta	1,00	0,30	0,30	600	0,28	0,393	1,39	0,03
Ampliação (600x625,80)	1,00	0,30	0,30	625,8	0,31	0,393	1,28	0,02
Curva de 90°	3,00	0,40	1,20	625,8	0,31	0,393	1,28	0,10
Curva de 45°	1,00	0,20	0,20	625,8	0,31	0,393	1,28	0,02
Tê passagem de lado	1,00	1,30	1,30	700	0,38	0,393	1,02	0,07
Válvula borboleta	1,00	0,30	0,30	700	0,38	0,393	1,02	0,02
Curva de 90°	3,00	0,40	1,20	700	0,38	0,393	1,02	0,06
Saída	1,00	1,00	1,00	700	0,38	0,393	1,02	0,05
Total=								0,55

Perda de Carga Localizada (Vazão Máxima)

Peça	Quant.	K	Ktotal	D(mm)	A(m²)	Q(m³/s)	v(m/s)	Δh
Entrada	1,00	1,00	1,00	600	0,28	0,402	1,42	0,10
Curva de 90°	2,00	0,40	0,80	600	0,28	0,402	1,42	0,08
Válvula Borboleta	1,00	0,30	0,30	600	0,28	0,402	1,42	0,03
Ampliação (600x625,80)	1,00	0,30	0,30	625,8	0,31	0,402	1,31	0,03
Curva de 90°	3,00	0,40	1,20	625,8	0,31	0,402	1,31	0,10
Curva de 45°	1,00	0,20	0,20	625,8	0,31	0,402	1,31	0,02
Tê passagem de lado	1,00	1,30	1,30	700	0,38	0,402	1,04	0,07
Válvula borboleta	1,00	0,30	0,30	700	0,38	0,402	1,04	0,02

Perda de Carga Localizada (Vazão Máxima)

Peça	Quant.	K	Ktotal	D(mm)	A(m²)	Q(m³/s)	v(m/s)	Δh
Curva de 90°	3,00	0,40	1,20	700	0,38	0,402	1,04	0,07
Saída	1,00	1,00	1,00	700	0,38	0,402	1,04	0,06
Total=								0,57

4.3.2 Desinfecção

Vazão de Projeto (m³/s):

Q_{projeto} = 0,393 0,401

Dosagem Máxima Esperada De Cloro (mg/L):

D_{total}= 2,50 5,00

Eficiência (%):

E= 74,00 74,00

Consumo Mássico(kg/dia):

CM= 114,79 234,51

$$CM = \left(\frac{Q \cdot D_{total}}{1000} \right) / E$$

Capacidade De Um Cilindro (kg/und):

Cc= 900,00 900,00

Número De Cilindros (und./mês):

N_{cilindros}= 3+3R 3+3R

$$N_{cilindros} = \frac{C}{900}$$

Dias De Autonomia (dias):

D= 23,52 11,51

$$D = (N_{cilindros} \cdot C_c) / C_M$$

Dias De Autonomia (dias)(adotada):

D= 23,00 11,00

4.3.2.1 Consumo da Água de Serviço

Fator de segurança:

FS= 0,80 0,80

Consumo mássico na pós-cloração:

Cmf= 5,97 12,21

$$Cmf = (Cm/24) / FS$$

Concentração de cloro na água de arraste (kg/m³):

Cca= 3,50 3,50

Vazão do cloro diluído na pós-cloração(L/s):

Cd= 1,71 3,49

$$Cd = C^m / C_{ca}$$

Volume utilizado de água de serviço na pós-cloração (m³):

VS= 41,00 83,75

$$VS = 24 \cdot Cd$$

4.3.3 Canal de Saída de Lodo dos Decantadores

Vazão
Média/
Máxima

Vazão de Descarga de um Tubo Extrator (m³/s):

Q_{te3}= 0,0685

Nº de Poços por Decantador (und.):

N_{poços}= 32,00

Nº de Canais por Decantador (und.):

N_{canal}= 2,00

Nº de poços por Canal (und.):

N_{canal2}= 16,00

$$N_{canal2} = N_{poços} / N_{canal}$$

Vazão do Canal dos Decantadores (m³/s):

Q_{canal,dec}= 1,10

Canal	Vazão		Manning	Declividade (Adotada)	Dimensão do Canal		Raio Hidráulico		
	Q(L/s)	Q(m³/s)	n	I(m/m)	Largura (m)	Altura do Líquido (m)	A (m)	P(m)	Rh (m)
Vazão Média/Máxima	1100	1,10	0,013	0,005	1,25	0,41	0,51	2,07	0,25

4.3.4 Canal Principal

Vazão
Média/
Máxima

Vazão do Canal dos Decantadores (m³/s):

Q_{canal,dec}= 1,10

Nº de Canais por Decantador (und.):

N_{canal}= 2,00

Vazão Total de Descarga de Um Decantador (m³/s):

Q_{des,dec}= 2,20

$$Q_{des,dec} = Q_{des,dec} \cdot N_{canal}$$

Vazão de Água de Lavagem (m³/s):

Q_{al}= 0,303

Canal	Vazão		Manning	Declividade (Adotada)	Dimensão do Canal		Raio Hidráulico		
	Q(L/s)	Q(m³/s)	n	I(m/m)	Largura (m)	Altura do Líquido (m)	A (m)	P(m)	Rh (m)
Lodo	2200,00	2,20	0,013	0,05	2,10	0,43	0,90	2,96	0,30
Decantadores	303,10	0,303	0,013	0,05	2,10	0,12	0,25	2,33	0,11

4.3.5 Conduto Livre (TPCL 01)

Vazão
Média/
Máxima

Vazão Total de Descarga de Um Decantador (m³/s):

$$Q_{des,dec} = 2,20$$

$$Q_{des,dec} = Q_{des,dec} \cdot N_{canal}$$

Número de Tubos (und.):

$$N_{tubo} = 3,00$$

Vazão por Tubo(m³/s):

$$Q_{tubo} = 0,733$$

Declividade Mínima (m/m):

$$I_0 = 0,000248$$

$$I_0 = 0,0055 Q_{tubo}^{-0,47}$$

Declividade Adotada (m/m):

$$I = 0,015$$

Diâmetro Mínimo (m):

$$d_0 = 0,62$$

Diâmetro Adotado (PEAD)(mm):

$$d = 710,00$$

Diâmetro Interno (mm):

$$d_i = 0,626$$

Coeficiente De Manning:

$$n = 0,0009$$

Valor Tabelado Para Correspondência De y/D:

$$\mu = 0,188$$

$$\mu = \frac{Qn}{d_i^{8/3} I^{1/2}}$$

y/D - Taxa De Preenchimento Do Tubo:

$$y/D = 0,57$$

Lâmina do Líquido no Tubo (m):

$$y = 0,36$$

$$y = (y/D) \cdot d_i$$

Área Molhada (m²):

$$A_m = 0,183$$

Perímetro Molhado (m):

$$P_m = 1,07$$

Raio Hidráulico (m): $R_h = 0,171$

Velocidade Crítica (m/s): $v_c = 7,772$

$$v_c = 6(gR_h)^{1/2}$$

Velocidade de Escoamento (m/s) $v_F = 5,68$

$$v_F = \frac{(y/D) \left(di^{2/3} I^{1/2} \right)}{n}$$

Nível do Tubo a Montante (Geratriz Inferior) (m): $NT_m = 63,14$

Nível do Tubo a Jusante (Geratriz Inferior) (m): $NT_j = 62,91$

4.3.6 Conduto Livre (TPCL 02)

**Vazão
Média/
Máxima**

Vazão Total de Descarga de Um Decantador (m³/s): $Q_{des,dec} = 2,20$

$$Q_{des,dec} = Q_{des,dec} \cdot N_{canal}$$

Número de Tubos (und.): $N_{tubo} = 3,00$

Vazão por Tubo (m³/s): $Q_{tubo} = 0,733$

Declividade Mínima (m/m): $I_0 = 0,000248$

$$I_0 = 0,0055 Q_{tubo}^{-0,47}$$

Declividade Adotada (m/m): $I = 0,015$

Diâmetro Mínimo (m): $d_0 = 0,62$

Diâmetro Adotado (PEAD)(mm): $d = 710,00$

Diâmetro Interno (mm): $di = 0,626$

Coeficiente De Manning: $n = 0,0009$

Valor Tabelado Para Correspondência De y/D: $\mu = 0,188$

$$\mu = \frac{Qn}{di^{8/3} I^{1/2}}$$

y/D - Taxa De Preenchimento Do Tubo: $y/D = 0,57$

Lâmina do Líquido no Tubo (m): $y = 0,36$

$$y = (y/D) \cdot di$$

$$\text{Área Molhada (m}^2\text{):} \quad A_m = 0,183$$

$$\text{Perímetro Molhado (m):} \quad P_m = 1,07$$

$$\text{Raio Hidráulico (m):} \quad R_h = 0,171$$

$$\text{Velocidade Crítica (m/s):} \quad v_c = 7,772$$

$$v_c = 6(gR_h)^{1/2}$$

$$\text{Velocidade de Escoamento (m/s)} \quad v_F = 5,68$$

$$v_F = \frac{(y/D) \left(di^{2/3} I^{1/2} \right)}{n}$$

$$\text{Nível do Tubo a Montante (Geratriz Inferior) (m):} \quad NT_m = 62,91$$

$$\text{Nível do Tubo a Jusante (Geratriz Inferior) (m):} \quad NT_j = 62,33$$

4.3.7 Tanque de Regularização (Existente)

**Vazão
Média/
Máxima**

$$\text{Número de Compartimentos (und.):} \quad N_c = 5,00$$

Comprimento Útil do Compartimento (m):

Compartimento 01:	C ₁ =	5,80
Compartimento 02:	C ₂ =	5,72
Compartimento 03:	C ₃ =	5,65
Compartimento 04:	C ₄ =	5,57
Compartimento 05:	C ₅ =	5,51

Largura Útil Do Compartimento (m):

Compartimento 01 (m):	L ₁ =	12,19
Compartimento 02 (m):	L ₂ =	6,34
Compartimento 03 (m):	L ₃ =	5,90
Compartimento 04 (m):	L ₄ =	6,46
Compartimento 05 (m):	L ₅ =	4,73

Altura Útil Do Compartimento (m):

Compartimento 01:	h ₁ =	0,92
Compartimento 02:	h ₂ =	1,78
Compartimento 03:	h ₃ =	1,98
Compartimento 04:	h ₄ =	2,01
Compartimento 05:	h ₅ =	2,59

Volume Útil Do Compartimento (m^3):

Compartimento 01:	$V_1 =$	65,05
Compartimento 02:	$V_2 =$	64,55
Compartimento 03:	$V_3 =$	66,0
Compartimento 04:	$V_4 =$	72,32
Compartimento 05:	$V_5 =$	67,50

Potência Requerida de Agitador (w/m^3):	$P_1 =$	10,00
---	---------	-------

Potência Requerida do Agitador(w):

Compartimento 01:	$P_{1,R} =$	650,46
Compartimento 02:	$P_{2,R} =$	645,51
Compartimento 03:	$P_{3,R} =$	660,03
Compartimento 04:	$P_{4,R} =$	723,24

$$P_R = 10V$$

Modelo Sugerido Agitador Utilizado no Compartimento:

Compartimento 01:	XRW 2121 –PA18/4
Compartimento 02:	XRW 2121 –PA18/4
Compartimento 03:	XRW 2121 –PA18/4
Compartimento 04:	XRW 2121 –PA18/4

Volume Útil Total do Tanque (m^3):	$V_1 =$	335,43
--	---------	--------

Potência Adotada do Agitador (Kw):

Compartimento 01:	$P_{1,A} =$	1,44
Compartimento 02:	$P_{2,A} =$	1,44
Compartimento 03:	$P_{3,A} =$	1,44
Compartimento 04:	$P_{4,A} =$	1,44

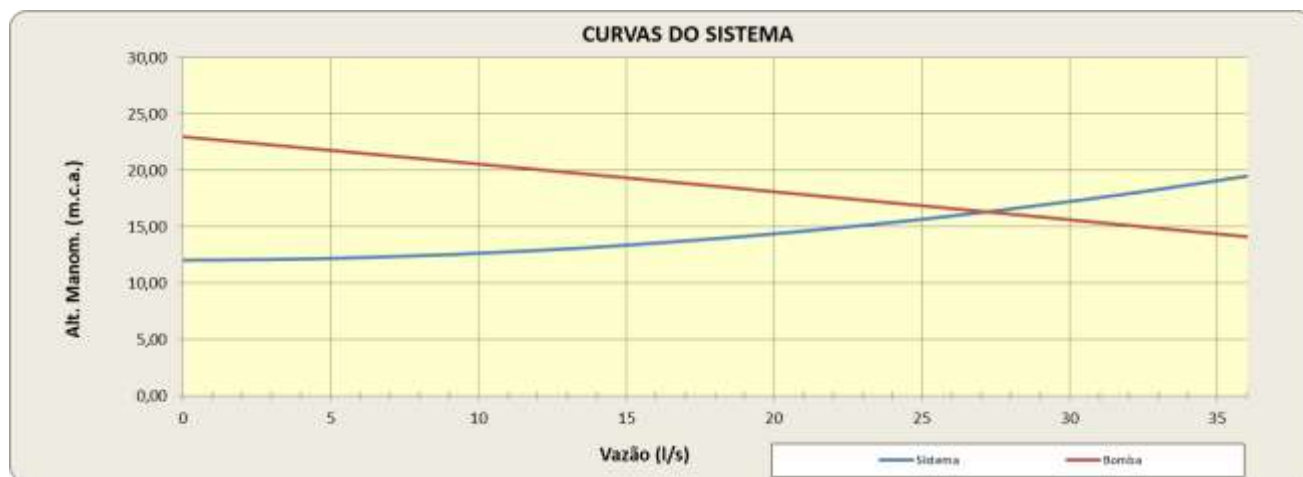
4.3.8 Estação Elevatória de Lodo 01

Vazão de Recalque (L/s):	$Q_{máx.} =$	27,21
Vazão de Recalque por Bomba (L/s) (1+1R):	$Q_{Bomba} =$	27,21
Extensão da Linha (m):	$L_{trecho} =$	116,72
Diâmetro de Recalque ($F_o F_o$)(mm):	$D_R =$	150,00
Velocidade Média no Recalque ($V=Q/A$) (m/s):	$V_1 =$	1,54
Rugosidade média (mm):	$c =$	0,140
Cota do NA na Elevatória (NA mínimo):	$C_M =$	59,74
Cota do NA a jusante (GS da Tubulação de Entrada+3,00 de folga):	$C_J =$	71,80
Altura Geométrica ($H_g = H_J - H_M$) (m):	$H_g =$	12,06
Perdas de Carga Unitária (m/m):	$j =$	0,016588
Perdas de Carga Distribuída (m):	$\Delta h_d =$	1,94
Perdas de Carga Localizada (m):	$\Delta h_L =$	2,35
Altura manométrica ($H_{man} = H_g + h_d + h_L$):		16,34

Perda de Carga Localizada (Recalque)

Perda de carga localizada no recalque

Peça	Quant.	K	K _{total}	D(m)	A(m²)	Q(m³/s)	v(m/s)	Δh
Entrada	1,00	1,00	1,00	0,10	0,01	0,03	3,46	0,61
Curva de 90	1,00	0,40	0,40	0,10	0,01	0,03	3,46	0,24
Curva de 90	5,00	0,40	2,00	0,15	0,02	0,03	1,54	0,24
Ampliação (100x150)	1,00	0,30	0,30	0,10	0,01	0,03	3,46	0,18
Válvula de retenção	1,00	2,50	2,50	0,15	0,02	0,03	1,54	0,30
Válvula borboleta	3,00	0,30	0,90	0,15	0,02	0,03	1,54	0,11
Tê (Passagem Lateral)	2,00	1,30	2,60	0,15	0,02	0,03	1,54	0,31
Tê (Passagem direta)	1,00	0,60	0,60	0,15	0,02	0,03	1,54	0,07
Curva de 45	6,00	0,20	1,20	0,15	0,02	0,03	1,54	0,15
Saída	1,00	1,00	1,00	0,15	0,02	0,03	1,54	0,12
Total=								2,35

**Cálculo dos pontos da curva do sistema**

Q (L/s)	hp (m)	Sucção	Recalque	hf (m)	Hf (m)	Hm (m)
0,00	0,000	0,00	0,00	0,000	0,000	12,06
3,02	0,029	0,00	0,03	0,031	0,060	12,12
6,05	0,116	0,00	0,11	0,110	0,226	12,29
9,07	0,261	0,00	0,24	0,236	0,496	12,56
12,09	0,463	0,00	0,41	0,407	0,870	12,93
15,12	0,724	0,00	0,62	0,623	1,346	13,41
18,14	1,042	0,00	0,88	0,884	1,926	13,99
21,16	1,419	0,00	1,19	1,189	2,608	14,67
24,19	1,853	0,00	1,54	1,540	3,393	15,45
27,21	2,345	0,00	1,94	1,936	4,281	16,34
30,23	2,895	0,00	2,38	2,377	5,272	17,33
33,26	3,503	0,00	2,86	2,862	6,365	18,43
36,28	4,169	0,00	3,39	3,393	7,562	19,62

Curva com 3 pontos quaisquer
Pontos da curva de uma bomba

Q	H	1 Bomba
0,00	23,00	23,00
13,61	19,70	22,27

Cálculo dos pontos da curva do sistema

Q (L/s)	hp (m)	Sucção	Recalque	hf (m)	Hf (m)	Hm (m)
27,21		16,34				21,54
						20,81
	a=	-1,59E-04				20,07
	b=	-2,40E-01				19,33
	c=	23,00000				18,59
						17,84
						17,09
						16,34
						15,59
						14,83
						14,07

Matriz A			Matriz B		
0,00	0,00	1	9,141	3,023	1
185,10	13,61	1	329,060	18,14	1
740,38	27,21	1	1.316,24	36,28	1
Matriz A ⁻¹			Matriz B ⁻¹		
0,002701	-0,005403	0,002701	0,00199	-0,00365	0,00166
-0,110254	0,147005	-0,036751	-0,10825	0,14333	-0,03508
1,000000	0,000000	0,000000	1,30909	-0,40000	0,09091
Matriz Y	Matriz x	Matriz X= Y*A ⁻¹	Matriz K	Matriz W	Matriz W= k*A ⁻¹
23,00	a=	-0,000159	12,12	d=	0,00563
19,70	b=	-0,240396	13,99	e=	0,00429
16,34	c=	23,000000	19,62	f=	12,05534

Parâmetros da Bomba projetada:

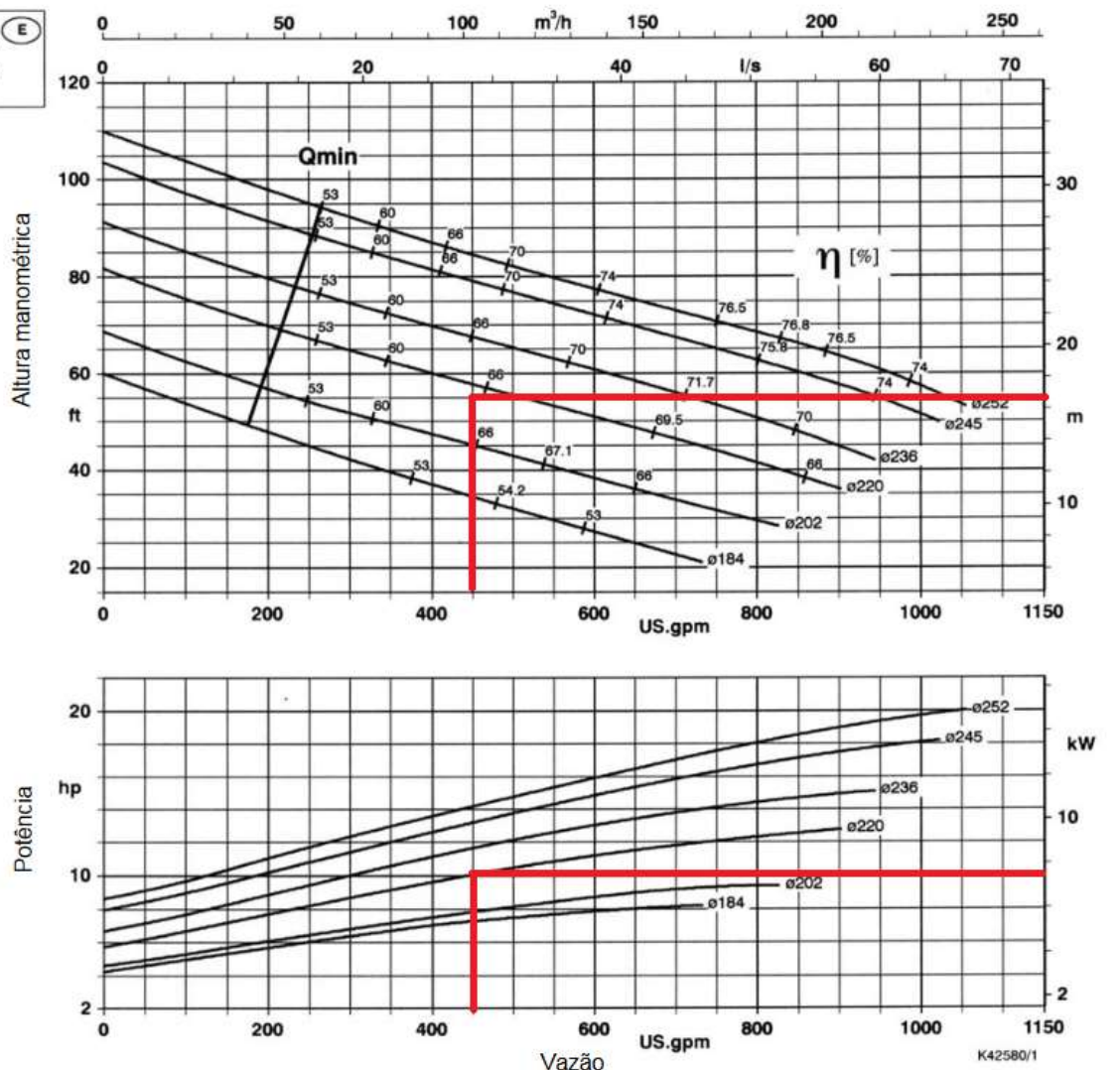
Marca	KSB
Modelo	KRT E 100-251
Nº de estágios	-
Nº de conjuntos	
Total	2
Em operação	1
Potência cons. do conj. motor-bomba (CV)	12,81
Potência comercial do conj. motor-bomba (CV)	15,00
Rotação da bomba (rpm)	1.750,00
Diâmetro do recalque (mm)	100,0
Diâmetro da sucção (mm)	100,0
Rendimento (%)	66,00%
Diâmetro do rotor (mm)	220

4.3.9 Curva da Bomba

KRT E 100-251

1750 rpm

100 mm



4.3.10 Adensadores Contínuos

4.3.10.1 Condição 01

Número de Adensadores em Funcionamento (und.):

N_{aden}= 2,00 2,00

Volume de Lodo para a Recirculação (m³):

V_{L,aden}= 1.595,74 2.351,73

Volume de Lodo por Adensador (m³):

V_{L1}= 797,87 1.175,87

$$V_{L1} = \frac{V_{L,aden}}{N_{aden}}$$

Taxa de Lodo (m³/m².dia):

q₁= 8,00 8,00

Área Útil do Adensador(m²):

A= 99,73 146,98

$$A = V_{L1}/q_1$$

Diâmetro do Adensador (m): D= 11,27 13,68

Diâmetro do Adensador (Adotado)(m): Da= 14,00 14,00

Área Útil do Adensador (Corrigida)(m²): Ac= 153,93 153,93

$$A_c = \pi D a^2 / 4$$

Taxa de Lodo (corrigida)(m³/m².dia): qc= 5,18 7,63

$$q_c = V_{L1}/A_c$$

4.3.10.2 Condição 02

Número de Adensadores em Funcionamento (und.): N_{aden}= 1,00 1,00

Área Útil do Adensador (Corrigida)(m²): A=c 153,93 153,93

Volume de Lodo Para a Recirculação(m³): V_{L,aden}= 1.595,74 2.351,73

Verificação de Taxa de Funcionamento (m³/m².dia): q2= 10,37 15,27

$$q_v = (V_t / N_{aden}) / A$$

Volume de Lodo por Adensador (m³): V_{L2}= 1.595,74 2.351,73

$$V_{L2} = V_{L,aden} / N_{aden}$$

4.3.11 Estação Elevatória de Lodo 02

Vazão de Recalque (L/s): Q_{máx.} = 6,24

Vazão de Recalque por Bomba (L/s) (2+1R): Q_{Bomba} = 3,12

Extensão da Linha (m): L_{trecho} = 219,76

Extensão da Sucção (m): LS= 28,30

Extensão do Recalque (Trecho 01) (m): L_{r1}= 7,13

Extensão do Recalque (Trecho 02) (m): L_{r2}= 184,33

Diâmetro de Recalque (F_oF_o)(mm): D_R = 100,00

Velocidade Média no Recalque (V=Q/A) (m/s): V₁ = 0,79

Rugosidade média (mm): c = 0,140

Cota do NA na Elevatória (NA mínimo): C_M = 63,00

Cota do NA a jusante (GS da Tubulação de Entrada com folga de 3,00m): C_J = 71,10

Altura Geométrica (H_g = H_J - H_M) (m): H_g = 8,10

Perdas de Carga Unitária (sucção)(m/m): j_s= 0,002075

Perdas de Carga Unitária (Trecho 01) (recalque)(m/m): j_{r1}= 0,002075

j_{r2}= 0,007687

Perdas de Carga Distribuída (sucção)(m): Δh_{ds}= 0,06

Perdas de Carga Distribuída (Trecho 01) (recalque)(m): Δh_{dr1}= 0,01

Perdas de Carga Distribuída (Trecho 02) (recalque)(m): Δh_{dr2}= 1,42

Perdas de Carga Localizada (sucção)(m):	$\Delta h_{LS} =$	0,03
Perdas de Carga Localizada (recalque)(m):	$\Delta h_{LR} =$	0,58
Altura manométrica ($H_{man} = H_g + h_d + h_L$):		10,20

Perda de Carga Localizada (Sucção)

Peça	Quant.	K	K _{total}	D(m)	A(m²)	Q(m³/s)	v(m/s)	Δh
Entrada	1,00	1,00	1,00	0,10	0,01	0,003	0,40	0,01
Curva de 45	6,00	0,20	1,20	0,10	0,01	0,003	0,40	0,01
Válvula Borboleta	2,00	0,40	0,80	0,10	0,01	0,003	0,40	0,01
Tê Passagem Direta	1,00	0,60	0,60	0,10	0,01	0,003	0,40	0,00
Curva de 90	1,00	0,40	0,40	0,10	0,01	0,003	0,40	0,00
Total=								0,03

$$h_s = K \frac{V^2}{2g}$$

Perda de Carga Localizada (Recalque)

Perda de carga localizada no recalque

Peça	Quant.	K	K _{total}	D(m)	A(m²)	Q(m³/s)	v(m/s)	Δh
Curva de 45	1,00	0,30	0,30	0,10	0,01	0,00	0,40	0,00
Válvula de Retenção	1,00	4,50	4,50	0,10	0,01	0,00	0,40	0,04
Válvula Borboleta	1,00	0,30	0,30	0,10	0,01	0,00	0,40	0,00
Junção	3,00	0,20	0,60	0,10	0,01	0,01	0,79	0,02
Tê Passagem Direta	11,00	0,60	6,60	0,10	0,01	0,01	0,79	0,21
Curva de 90	13,00	0,40	5,20	0,10	0,01	0,01	0,79	0,17
Curva de 45	4,00	0,20	0,80	0,10	0,01	0,01	0,79	0,03
Te Passagem Lateral	2,00	1,30	2,60	0,10	0,01	0,01	0,79	0,08
Saída	1,00	1,00	1,00	0,10	0,01	0,01	0,79	0,03
Total=								0,58

Parâmetros da Bomba projetada:

Marca	Netzsch
Modelo	NM045BY01L07V
Nº de estágios	-
Nº de conjuntos	
Total	3
Em operação	2
Potência cons. do conj. motor-bomba (CV)	3,60
Potência comercial do conj. motor-bomba (CV)	5,00
Rotação da bomba (rpm)	302,00
Diâmetro do recalque (")	3,00
Diâmetro da sucção (")	3,00

4.3.12 Desidratação (Bags)

	Vazão Média	Vazão Máxima
Massa de Sólidos Retida nos Bags por Dia (kg/dia):	$M_r = 4.383,94$	10.952,25
Tempo de Funcionamento (dias):	$t = 30,00$	30,00
Massa Total (kg):	$M_t = 131.518,20$	328.567,50
$M_t = M_a \cdot t$		
Percentual de Sólidos (%):	$T_s = 22,00$	22,00
Massa Específica do Sólido (kg/m³):	$p = 1.150,00$	1.150,00
Volume de Lodo Produzido (m³):	$V_b = 519,84$	1.298,68
$V_b = \frac{100 \cdot M_t}{T_d \cdot \rho}$		
Volume Unitário do Bag (m³):	$V_u = 281,00$	281,00
Número de Bags em Operação(und.):	$N_{b,o} = 2,00$	2,00
Número de Bags Reserva (und.):	$N_{b,r} = 6,00$	6,00
$N_{b,o} = N_{b,r}$		
Volume Útil dos Bags em Operação (m³):	$V_{b,o} = 562,00$	562,00
$V_{b,o} = N_{b,o} \cdot V_u$		
Tempo de Operação dos Bags (dias):	$t_2 = 32,43$	117,29
$t_2 = \frac{V_{b,o}}{V_b/30}$		
Tempo de Operação dos Bags (Adotado)(dias):	$t_2 = 32,00$	13,00
Tempo de Consolidação dos Bags Preenchidos (dias):	$t_3 = 30,00$	30,00
Tempo de Ciclo Total dos Bags (dias):	$t_t = 62,00$	43,00
$t_t = t_2 + t_3$		

4.3.13 Tanque de Água Recuperada

	Vazão Média	Vazão Máxima
Vazão de Água Clarificada Dos Adensadores (m³/dia):	$Q_{ar2} = 1.379,79$	1.812,24
$Q_{AC2,1} = 4Q_{AC2}$		
Vazão de Água Clarificada Afluyente dos Bags (m³/dia):	$Q_{ar3} = 198,41$	495,68
Volume Total De Água Clarificada (m³/d):	$V_t = 1.578,20$	2.307,92

$$V_T = Q_{ar2} + Q_{ac3}$$

Vazão de Água Recuperada para o Tanque(m³/s):

Ql,rec=	0,0183	0,036
---------	--------	-------

4.3.13.1 Dimensões do Tanque

Quantidade de Tanques (und.):

N=	1,00	1,00
----	------	------

Tempo de Detenção (s):

t=	1800,00	1800,00
----	---------	---------

Volume Útil do Tanque de Água Recuperada (m³):

Vu,r=	32,94	64,80
-------	-------	-------

$$V_{u,r} = Q_{l,rec} \cdot t$$

Volume de Segurança(m³):

VS=	11,53	22,68
-----	-------	-------

$$VS = 0,35V_{u,r}$$

Volume Útil do Tanque de Água Recuperada Corrigido (m³):

Vu,a,r=	44,47	87,48
---------	-------	-------

Altura Útil do Tanque (m):

h=	4,00	4,00
----	------	------

Área do Tanque (m²):

A=	11,12	21,87
----	-------	-------

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

Diâmetro do Tanque (m):

D=	3,76	5,27
----	------	------

Diâmetro do Tanque (Adotado) (m):

Da=	5,20	5,20
-----	------	------

Área do Tanque (corrigido) (m²):

Ac=	21,23	21,23
-----	-------	-------

$$A_c = \pi D^2 / 4$$

Volume Útil Total do Tanque (corrigido)(m³):

Vt1=	84,92	84,92
------	-------	-------

$$V_{t1} = h \cdot A_c$$

4.3.14 Estação Elevatória de Água Recuperada

Vazão de Recalque (L/s):

Q _{máx.} =	26,71
---------------------	-------

Vazão de Recalque por Bomba (L/s) (1+1R):

Q _{Bomba} =	26,71
----------------------	-------

Extensão da Linha (m):

L _{trecho} =	53,91
-----------------------	-------

Diâmetro de Recalque (F_oF_o)(mm):

D _R =	150,00
------------------	--------

Velocidade Média no Recalque (V=Q/A) (m/s):

V ₁ =	1,51
------------------	------

Rugosidade média (mm):

c =	0,140
-----	-------

Cota do NA na Elevatória (NA mínimo):

C _M =	59,15
------------------	-------

Cota do NA a jusante (GS da Tubulação de Entrada com folga de 3,00m):

C _J =	80,30
------------------	-------

Altura Geométrica (H_g = H_J - H_M) (m):

H _g =	21,15
------------------	-------

Perdas de Carga Unitária (m/m):

 $j = 0,016$

Perdas de Carga Distribuída (m):

 $\Delta h_d = 0,86$

Perdas de Carga Localizada (m):

 $\Delta h_L = 2,11$ Altura manométrica ($H_{man} = H_g + h_d + h_L$):

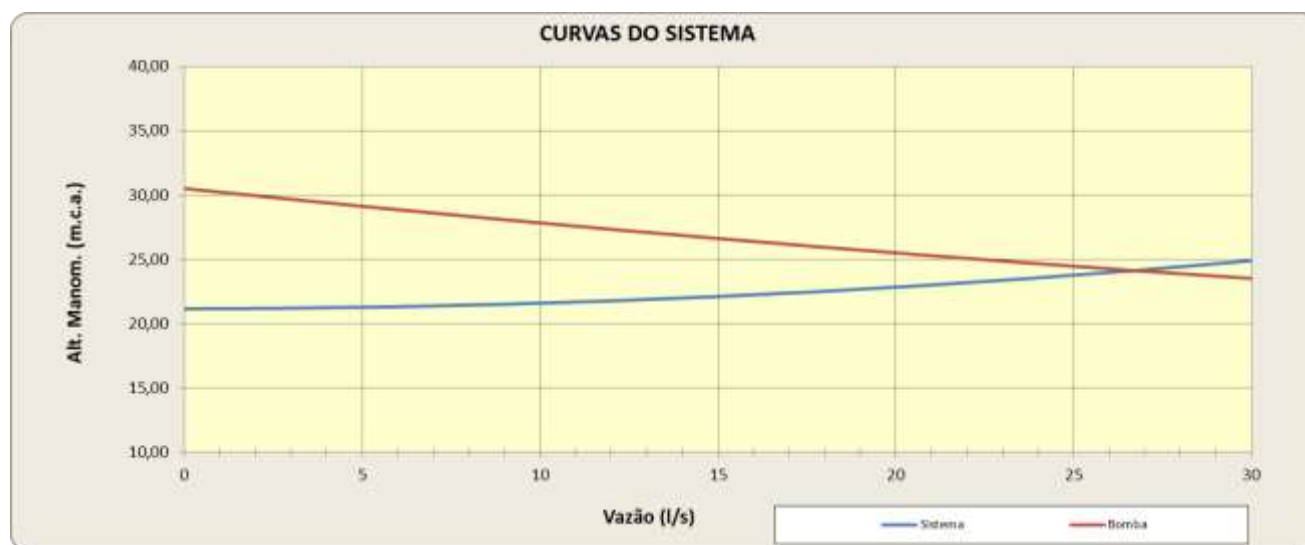
24,12

$$h_s = K \frac{V^2}{2g}$$

Perda de Carga Localizada (Recalque)

Perda de carga localizada no recalque

Peça	Quant.	K	K _{total}	D(m)	A(m²)	Q(m³/s)	v(m/s)	Δh
Entrada	1,00	1,00	1,00	0,10	0,01	0,03	3,40	0,59
Curva de 90	1,00	0,40	0,40	0,10	0,01	0,03	3,40	0,24
Ampliação (100x150)	1,00	0,30	0,30	0,10	0,01	0,03	3,40	0,18
Curva de 90	8,00	0,40	3,20	0,15	0,02	0,03	1,51	0,37
Válvula de retenção	1,00	2,50	2,50	0,15	0,02	0,03	1,51	0,29
Tê (Passagem Lateral)	1,00	1,30	1,30	0,15	0,02	0,03	1,51	0,15
Tê (Passagem direta)	1,00	0,60	0,60	0,15	0,02	0,03	1,51	0,07
Válvula borboleta	3,00	0,30	0,90	0,15	0,02	0,03	1,51	0,10
Saída	1,00	1,00	1,00	0,15	0,02	0,03	1,51	0,12
Total=								2,11



Cálculo dos pontos da curva do sistema

Q (L/s)	hp (m)	Sucção	Recalque	hf (m)	Hf (m)	Hm (m)
0,00	0,000	0,00	0,00	0,000	0,000	21,15
2,97	0,026	0,00	0,01	0,014	0,040	21,19
5,94	0,104	0,00	0,05	0,049	0,153	21,30
8,90	0,234	0,00	0,11	0,105	0,339	21,49
11,87	0,416	0,00	0,18	0,181	0,598	21,75
14,84	0,651	0,00	0,28	0,277	0,928	22,08
17,81	0,937	0,00	0,39	0,394	1,331	22,48
20,77	1,275	0,00	0,53	0,530	1,805	22,96
23,74	1,666	0,00	0,69	0,686	2,352	23,50
26,71	2,108	0,00	0,86	0,863	2,971	24,12

Cálculo dos pontos da curva do sistema

Q (L/s)	hp (m)	Sucção	Recalque	hf (m)	Hf (m)	Hm (m)
29,68	2,603	0,00	1,06	1,059	3,662	24,81
32,65	3,149	0,00	1,28	1,275	4,424	25,57
35,61	3,748	0,00	1,51	1,511	5,259	26,41

Curva com 3 pontos quaisquer

Pontos da curva de uma bomba

Q	H	1 Bomba
0,00	38,33	38,33
151,57	33,33	37,60
303,13	24,92	36,74
		35,74
a=	-7,41E-05	34,60
b=	-2,18E-02	33,33
c=	38,33000	31,92
		30,38
		28,69
		26,88
		24,92
		22,83
		20,61

Matriz A			Matriz B		
0,00	0,00	1	918,878	30,313	1
22.971,95	151,57	1	33.079,607	181,88	1
91.887,80	303,13	1	132.318,43	363,76	1
Matriz A ⁻¹			Matriz B ⁻¹		
0,000022	-0,000044	0,000022	0,00002	-0,00004	0,00002
-0,009897	0,013196	-0,003299	-0,01080	0,01430	-0,00350
1,000000	0,000000	0,000000	1,30909	-0,40000	0,09091
Matriz Y	Matriz x	Matriz X= Y*A ⁻¹	Matriz K	Matriz W	Matriz W= k*A ⁻¹
38,33	a=	-0,000074	14,95	d=	0,00011
33,33	b=	-0,021751	18,30	e=	-0,00110
24,92	c=	38,330000	28,94	f=	14,88058

Parâmetros da Bomba projetada:

Marca	KSB
Modelo	KRT E 100-251
Nº de estágios	-
Nº de conjuntos	
Total	2
Em operação	1
Potência cons. do conj. motor-bomba (CV)	15,05
Potência comercial do conj. motor-bomba (CV)	20,00
Rotação da bomba (rpm)	1750,00
Diâmetro do recalque (mm)	100,00
Diâmetro da sucção (mm)	100,00

Rendimento (%)
Diâmetro do rotor (mm)

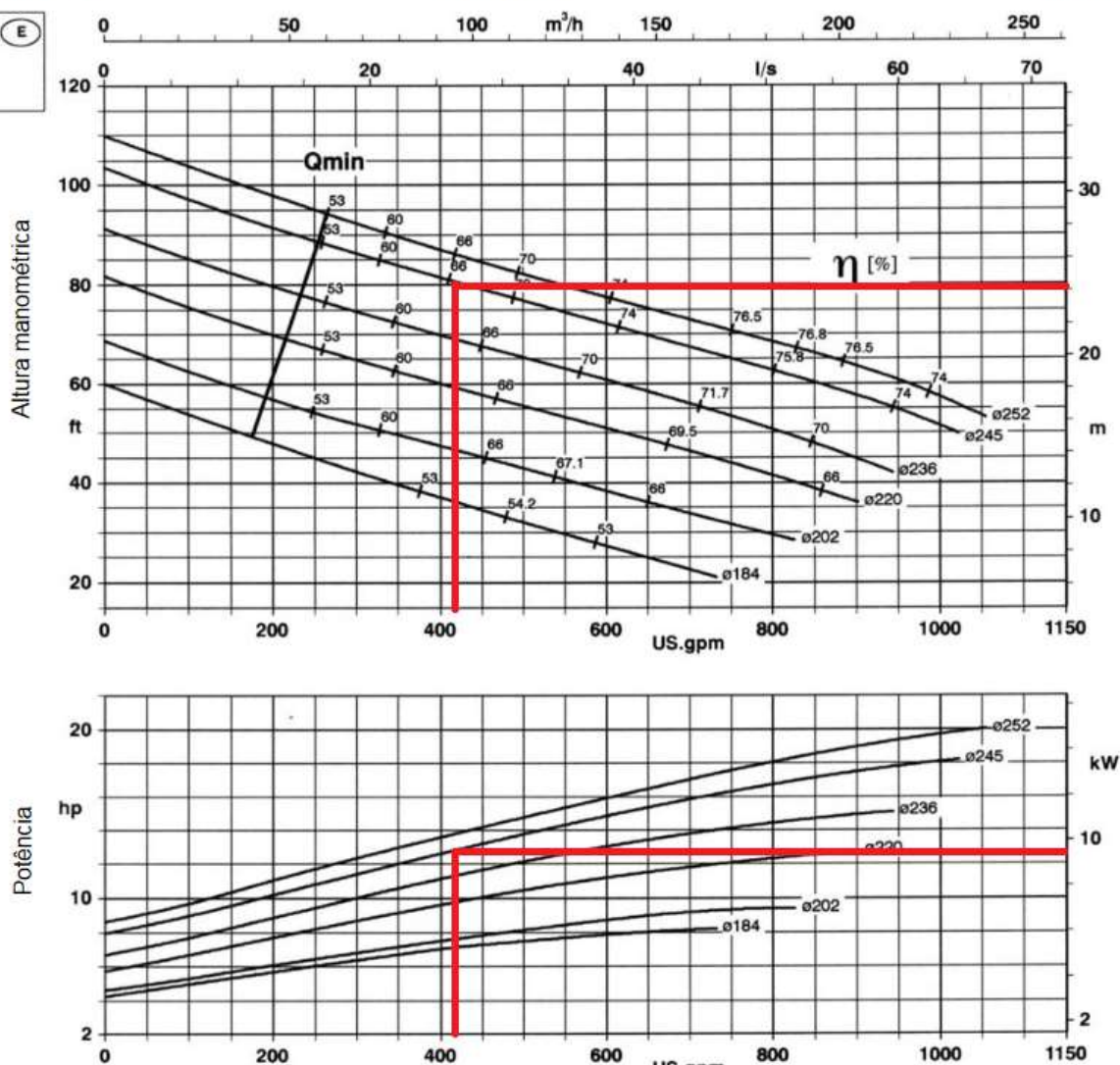
66,00%
245,00

4.3.15 Curva da Bomba

KRT E 100-251

1750 rpm

100 mm



4.3.1 Cloreto de Polialumínio- Coagulação

Vazão de Projeto (m^3/s):

Mínima:

$Q_{\min} = 0,375$

Média:

$Q_{\text{med}} = 0,393$

Máxima:

$Q_{\max} = 0,402$

Concentração da Solução Comercial (%):

$C = 10,00$

Massa Específica da Solução Comercial (kg/m^3):

$Y_{\text{sc}} = 1.340,00$

Dosagem do Coagulante (mg/L):

p/ Vazão Mínima:	D1= 10,00
p/ Vazão Média:	D2= 50,00
p/ Vazão Máxima:	D3= 100,00

Consumo Mássico da Solução Comercial (kg/dia):

p/ Vazão Mínima:	Cm1= 324,00
p/ Vazão Média:	Cm2= 1.698,93
p/ Vazão Máxima:	Cm3= 3.470,86

$$Cm = (D^2/1000) \cdot Q \cdot 86.400$$

C. Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia):

p/ Vazão Mínima:	Cv1= 0,24
p/ Vazão Média:	Cv2= 1,27
p/ Vazão Máxima:	Cv3= 2,59

$$Cv = (Cm/Y_{SC})$$

Bombas Dosadoras

Quantidade de Bombas (und.):	N _B = 1+2R
------------------------------	-----------------------

Vazão Unitária (L/h):

p/ Vazão Mínima:	Qd1= 10,07
p/ Vazão Média:	Qd2= 52,83
p/ Vazão Máxima:	Qd3= 107,92

$$Qd = (CV \cdot 1000/24)$$

Tanque de Armazenamento da Solução Comercial

Número de Tanques (und.):	N _{tanques} = 2,00
---------------------------	-----------------------------

Volume do Tanque (m³):	V _{tanque} = 20,00
------------------------	-----------------------------

Tempo de Armazenamento (d):

p/ Vazão Mínima:	t1= 165,43
p/ Vazão Média:	t2= 31,55
p/ Vazão Máxima:	t3= 15,44

$$t = N_{tanques} \cdot V_{tanque} / CV$$

4.3.2 Hidróxido de Cálcio – Correção do PH

Vazão de Projeto (m³/s):

Mínima:	Q _{min} = 0,375
---------	--------------------------

Média: $Q_{med} = 0,393$
 Máxima: $Q_{max} = 0,402$

Concentração da Solução Comercial (%): $C = 62,00$

Massa Específica da Solução Comercial (kg/m³): $Y_{sc} = 520,00$

Dosagem do Hidróxido (mg/L):

p/ Vazão Mínima: $D1 = 30,00$
 p/ Vazão Média: $D2 = 50,00$
 p/ Vazão Máxima: $D3 = 50,00$

Demanda de Solução Comercial (mg/L):

p/ Vazão Mínima: $D1,1 = 48,39$
 p/ Vazão Média: $D1,2 = 80,65$
 p/ Vazão Máxima: $D1,3 = 80,65$

Consumo Mássico da Solução Comercial (kg/dia):

p/ Vazão Mínima: $Cm_1 = 1.567,74$
 p/ Vazão Média: $Cm_2 = 2.772,09$
 p/ Vazão Máxima: $Cm_3 = 2.799,08$

$$Cm = (D^2/1000) \cdot Q \cdot 86.400$$

C. Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia):

p/ Vazão Mínima: $Cv_1 = 3,01$
 p/ Vazão Média: $Cv_2 = 5,23$
 p/ Vazão Máxima: $Cv_3 = 5,38$

$$Cv = (Cm/Y_{SC})$$

Bombas Dosadoras

Quantidade de Bombas (und.): $N_B = 1+1R$

Vazão Unitária (L/h):

p/ Vazão Mínima: $Qd_1 = 125,62$
 p/ Vazão Média: $Qd_2 = 218,17$
 p/ Vazão Máxima: $Qd_3 = 224,29$

$$Qd = (Cv \cdot 1000/24)$$

Tanque de Armazenamento da Solução Comercial

Número de Tanques (und.): $N_{tanques} = 2,00$

Volume do Tanque (m³): $V_{tanque} = 1,50$

Tempo de Armazenamento de acordo com o consumo(h):

p/ Vazão Mínima: $t1 = 11,56$
 p/ Vazão Média: $t2 = 6,61$

p/ Vazão Máxima: t3= 6,47

$$t = N_{tanques} \cdot V_{tanque} / CV$$

4.3.3 Ácido Fluossilico - Fluoretação

Vazão de Projeto (m³/s):

p/ Vazão Mínima: Q_{min}= 0,375
 p/ Vazão Média: Q_{med}= 0,393
 p/ Vazão Máxima: Q_{max}= 0,402

Concentração da Solução Comercial (%): C= 20,00

Massa Específica da Solução Comercial (kg/m³): Y_{sc}= 1.250,00

Dosagem do Reagente (mg/L):

p/ Vazão Mínima: D1= 0,60
 p/ Vazão Média: D2= 0,70
 p/ Vazão Máxima: D3= 0,80

Demanda de Solução Comercial (mg/L):

p/ Vazão Mínima: D1,1= 3,00
 p/ Vazão Média: D1,2= 3,50
 p/ Vazão Máxima: D1,3= 4,00

Consumo Mássico da Solução Comercial (kg/dia):

p/ Vazão Mínima: Cm₁= 97,20
 p/ Vazão Média: Cm₂= 118,92
 p/ Vazão Máxima: Cm₃= 138,83

$$Cm = (D^2 / 1000) \cdot Q \cdot 86.400$$

C. Volumétrico da Solução Comercial (m³/dia):

p/ Vazão Mínima: Cv₁= 0,08
 p/ Vazão Média: Cv₂= 0,10
 p/ Vazão Máxima: Cv₃= 0,11

$$Cv = (Cm / Y_{SC})$$

Bombas Dosadoras

Quantidade de Bombas (und.): N_B= 1+1R

Vazão Unitária (L/h):

p/ Vazão Mínima: Qd1= 3,24
 p/ Vazão Média: Qd2= 3,96
 p/ Vazão Máxima: Qd3= 4,63

$$Qd = (CV \cdot 1000 / 24)$$

Tanque de Armazenamento da Solução Comercial

Número de Tanques (und.): $N_{tanques} = 3,00$

Volume do Tanque (m³): $V_{tanque} = 1,00$

Tempo de Armazenamento (d):

p/ Vazão Mínima: $t1 = 38,56$

p/ Vazão Média: $t2 = 31,53$

p/ Vazão Máxima: $t3 = 27,01$

$$t = N_{tanques} \cdot V_{tanque} / CV$$

4.3.4 Polímero (Adensadores)

Vazão Sólida do Lodo Encaminhada para a Centrifuga (kg/dia):

p/ Vazão Média: Lodo1 = 5.359,15

p/ Vazão Máxima: Lodo2 = 13.388,57

Dosagem de Polímero (g/Kg): $D = 5,00$

Consumo Mássico de Polímero (kg/dia):

p/ Vazão Média: $Cm1 = 26,80$

p/ Vazão Máxima: $Cm2 = 66,94$

$$Cm = Lodo \cdot D / 1000$$

Concentração da Emulsão Preparada (%): $Cep = 0,20$

Massa específica da emulsão preparada (kg/m³): $Yep = 1.000,00$

Consumo Volumétrico Inicial de Emulsão Preparada (m³/dia):

p/ Vazão Média: $Cv1 = 13,40$

p/ Vazão Máxima: $Cv2 = 33,47$

$$Cv = Cm / Cep \cdot Yep$$

Bombas Dosadoras

Quantidade de Bombas (Und.): $N_B = 1+1R$

Vazão Unitária (L/h):

p/ Vazão Média: $Qd1 = 558,24$

p/ Vazão Máxima: $Qd2 = 1.394,64$

$$Qd = Cv \cdot 1000 / 8$$

Consumo de Água de Serviço (m³/dia):

p/ Vazão Média:	Vs1=	13,40
p/ Vazão Máxima:	Vs2=	33,47

$$Vs = \frac{Q_s}{1000} \cdot 86400$$

4.3.5 Polímero (Bags)

Vazão Sólida do Lodo Encaminhada para os Bags (kg/dia):

p/ Vazão Média:	Lodo1=	4.578,05
p/ Vazão Máxima:	Lodo2=	11.437,19

Dosagem de Polímero (g/Kg):	D=	8,00
-----------------------------	----	------

Consumo Mássico de Polímero (kg/dia):

p/ Vazão Média:	Cm1=	36,62
p/ Vazão Máxima:	Cm2=	91,50

$$Cm = Lodo \cdot D / 1000$$

Concentração da Emulsão Preparada (%):	Cep=	0,20
--	------	------

Massa específica da emulsão preparada (kg/m³):	Yep=	1.000,00
--	------	----------

Consumo Volumétrico Inicial de Emulsão Preparada (m³/dia):

p/ Vazão Média:	Cv1=	18,31
p/ Vazão Máxima:	Cv2=	45,75

$$Cv = Cm / Cep \cdot Yep$$

Bombas Dosadoras

Quantidade de Bombas (Und.):	NB=	1+1R
------------------------------	-----	------

Vazão Unitária (L/h):

p/ Vazão Média:	Qd1=	18,31
p/ Vazão Máxima:	Qd2=	45,75

$$Qd = Cv \cdot 1000 / 8$$

Consumo de Água de Serviço (m³/dia):

p/ Vazão Média:	Vs1=	18,31
p/ Vazão Máxima:	Vs2=	45,75

$$Vs = \frac{Q_s}{1000} \cdot 86400$$

4.4 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA TRATADA (EEAT 1 – EEAT 2)

Cota do terreno da EE (m)	$CT_{\text{terreno}} = 64,00$
Diâmetro da adutora de entrada (mm) =	$DN_{\text{adutora}} = 630,0$
Diâmetro da adutora de entrada separado (mm) =	$DN_{\text{adutora}} = 509,0$
Q_{trecho1} - Vazão de Recalque (l/s):	$Q_{\text{máx.}} = 375,00$
Q - Vazão de Recalque por bomba (l/s) (3+1R)	$Q_{\text{Bomba}} = 125,00$
Q_{trecho2} - Vazão de Recalque (l/s):	$Q_{\text{trecho2}} = 264,00$
L_s - Extensão da sucção (m) =	$L_s = 4,20$
L_r - Extensão do recalque – PEAD (Enterrado) (m) =	$L_{\text{trecho-PEAD}} = 10.287,50$
L_1 -Trecho ₁ - PN16 (m) =	$L_1 = 4.089,08$
L_2 -Trecho ₁ - PN10 (m) =	$L_2 = 6.198,46$
L_r - Extensão do recalque - FoFo k7 (Aéreo) (m) =	$L_{\text{trecho-FoFo}} = 3.884,97$
L_{trecho2} - Extensão da Linha (m) (Entroncamento – EEAT2) - PEAD:	$L_{\text{trecho2}} = 1.819,27$
Diâmetros e Velocidades - Trecho 1 – PEAD (Enterrado):	
Diâmetro de recalque PN 16 (mm) =	$D_1 = 515,40$
Diâmetro de recalque PN 10 (mm) =	$D_2 = 555,20$
V_4 - Velocidade média no recalque ($V=Q/A$) (m/s) PN 16=	$V_1 = 1,80$
V_5 - Velocidade média no recalque ($V=Q/A$) (m/s) PN 10=	$V_2 = 1,55$
Diâmetros e Velocidades - Trecho 1 – FoFo (Aérea):	
Diâmetro de recalque (mm) =	$D_{1-\text{trecho2}} = 610,60$
V_1 - Velocidade média no recalque ($V=Q/A$) (m/s) =	$V_{1-\text{trecho2}} = 1,28$
Diâmetros e Velocidades - Trecho 2 – PEAD (Enterrado):	
Diâmetro de recalque (mm) =	$D_{1-\text{trecho2}} = 440,60$
V_1 - Velocidade média no recalque ($V=Q/A$) (m/s) =	$V_{1-\text{trecho2}} = 1,73$
K - Rugosidade média (mm) = Plástico (recalque)	$c = 0,120$
K - Rugosidade média (mm) = Ferro (sucção)	$c = 0,140$
H_m - Cota do NA na Elevatória (NA mínimo) =	$C_M = 62,10 \text{ m}$
H_m - Cota do NA na Elevatória (NA Máximo) =	$C_M = 65,50 \text{ m}$
H_J - Cota do NA a jusante =	$C_J = 141,23 \text{ m}$
H_g - Altura geométrica ($H_g = H_J - H_M$) (m) =	
A partir do NA máximo na sucção =	$H_g = 75,73 \text{ m}$
A partir do NA mínimo na sucção =	$H_g = 79,13 \text{ m}$
h_s - Cálculo das perdas de carga localizadas ($k.V^2/2.g$) (m) =	$h_s = 0,39 \text{ m}$

Cálculo das perdas de carga distribuídas unitárias (m/m):

j_s - Na sucção	$j_s \text{ (m/m)} = 0,0006323$
j_{r1} -Trecho1-PEAD - No recalque (PN 16)	$j_{r1\text{Trecho1}} \text{ (m/m)} = 0,00481955$
j_{r2} -Trecho1-PEAD - No recalque (PN 10)	$j_{r2\text{Trecho1}} \text{ (m/m)} = 0,00329966$
j_{r1} -Trecho1-FOFO - No recalque	$j_{r1\text{Trecho1}} \text{ (m/m)} = 0,00220020$
j_{r1} -Trecho2-PEAD - No recalque	$j_{r1\text{Trecho2}} \text{ (m/m)} = 0,00541746$

Cálculo das perdas de carga distribuídas totais (m) =

h_{fs} - Na sucção($h_{fs}=j_s.L_s$)	$h_{fs} \text{ (m)} = 0,00266$
h_{fr1} -Trecho1-PEAD - No recalque ($h_{fr}=j_r.L_r$) PN 16	$h_{fr1-\text{Trecho1}} \text{ (m)} = 19,71$
h_{fr2} -Trecho1-PEAD - No recalque ($h_{fr}=j_r.L_r$) PN 10	$h_{fr2-\text{Trecho1}} \text{ (m)} = 20,45$
h_{fr1} -Trecho1-FOFO - No recalque ($h_{fr}=j_r.L_r$)	$h_{fr1-\text{Trecho1}} \text{ (m)} = 7,38$
h_{fr1} -Trecho2-PEAD - No recalque ($h_{fr}=j_r.L_r$) PN 10	$h_{fr1-\text{Trecho2}} \text{ (m)} = 9,86$

H_m - Altura manométrica ($H_{man}=H_g+h_s+h_{fs}+h_{fr}$):

Mínima (a partir do NA máximo na sucção) =

$$H_m (m) = 133,52$$

Máxima (a partir do NA mínimo na sucção) =

$$H_m (m) = 136,92$$

Diâmetro Escolhido Tubulação de Sucção: FoFo DN 500 mm $v = 0,61$ m/s

Peça	Quant.	K	K _{total}	D(m)	A(m²)	Q(m³/s)	v(m/s)	Δh
Curva de 90°	1,00	0,40	0,40	0,509	0,203	0,125	0,614	0,00769
Válvula de borboleta aberta	1,00	0,30	0,30	0,509	0,203	0,125	0,614	0,00577
Redução	1,00	0,15	0,15	0,509	0,203	0,125	0,614	0,00289
Válvula de pé	1,00	1,75	1,75	0,509	0,203	0,125	0,614	0,03366
Crivo	1,00	0,75	0,75	0,509	0,203	0,125	0,614	0,01443
Soma:			3,350	Total=				0,064434

a) Cálculo das perdas de carga distribuídas

$$h_f = j.L$$

a.1) Na sucção

$$j_s (m/m) = 0,0006323$$

$$h_{fs} (m) = 0,002655$$

a.2) No recalque DN FoFo 400 mm $v = 0,93$ m/s

Peça	Quant.	K	K _{total}	D(m)	A(m²)	Q(m³/s)	v(m/s)	Δh
Válvula controladora de bomba	1,00	3,80	3,80	0,413	0,134	0,125	0,933	0,169
Válvula de borboleta aberta	3,00	0,30	0,90	0,413	0,134	0,125	0,933	0,040
Tê de passagem direta	2,00	0,60	1,20	0,413	0,134	0,125	0,933	0,053
Junção	1,00	0,40	0,40	0,413	0,134	0,125	0,933	0,018
Redução	3,00	0,15	0,45	0,413	0,134	0,125	0,933	0,020
Curva de 45°	3,00	0,20	0,60	0,413	0,134	0,125	0,933	0,027
Soma =				7,350	Total=			0,3262

a.3) Cálculo das perdas de carga distribuídas total

$$h_f = j.L$$

Trecho 01 – PEAD (Enterrado):

$$j_{r1-Trecho1} (m/m) = 0,002200$$

$$h_{fr1-Trecho1} (m) = 7,38$$

$$j_{r2-Trecho1} (m/m) = 0,004820$$

$$h_{fr2-Trecho1} (m) = 26,26$$

$$j_{r3-Trecho1} (m/m) = 0,003300$$

$$h_{fr1-Trecho1} (m) = 17,70$$

$$j_{r1-Trecho2} (m/m) = 0,005417$$

$$h_{fr1-Trecho2} (m) = 9,78$$

b) Dimensionamento do poço de sucção

Tempo de detenção mínimo	t (min) = 240,00
Vazão de chegada no poço de sucção	Q (l/s) = 402,00
Volume útil necessário	V _u (m³) = 5.788,80
Altura útil adotada	h (m) = 3,40
Lado	L (m) = 41,26
Lado adotado	L adotado(m) = 41,30
Volume útil disponível	V _{ud} (m³) = 5.799,35
Submersão mínima da tubulação de sucção	Sub (m) = 1,02
Tempo de detenção real	t (min) = 240,44

c) Dimensionamento da Ventilação do Poço de Sucção (HELLER, L. 2010)

Velocidade de Passagem -	V _{pas._vent.} = 15,00 m/s
Número de Tubulações -	N _{tub._vent.} = 2
Diâmetro de Ventilação -	$D_{vent.} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{bomb.}}{\pi \cdot V_{pas._vent} \cdot N_{tub._vent}}} = 126,16 \text{ mm}$
Logo, adota-se:	
Diâmetro Nominal -	DN _{vent._adot.} = 150
Diâmetro Interno -	DI _{vent._adot.} = 153 mm
Diâmetro Adotado -	DN _{vent._adot.} = 150 mm

d) Dimensionamento da tubulação de extravasor:

Diâmetro do extravasor -

$$DN_{Extravasor} = Superior DN_{Entrada} = 600 \text{ mm}$$

Curva com 3 pontos quaisquer
Pontos da curva da bomba existente

Q (l/s)	H	1 Bomba
0,00	148,54	148,54
62,50	143,92	146,25
125,00	136,92	143,21
		139,42
a=	-3,05E-04	134,88
b=	-5,48E-02	129,60
c=	148,54224	123,57
		116,78
		109,25
		100,97
		91,95
		82,17
		71,65
Q (l/s)	H	2 Bombas
0,00	148,54	148,54
125,00	143,92	147,49

250,00

136,92

146,25

a=

-7,64E-05

144,82

b=

-2,74E-02

143,21

c=

148,54224

141,41

139,42

137,25

134,88

132,33

129,60

126,68

123,57

Q (l/s)**H****1 Bomba**

0,00

148,54

148,54

62,50

143,92

146,25

125,00

136,92

143,21

139,42

a=

-3,05E-04

134,88

b=

-5,48E-02

129,60

c=

148,54224

123,57

116,78

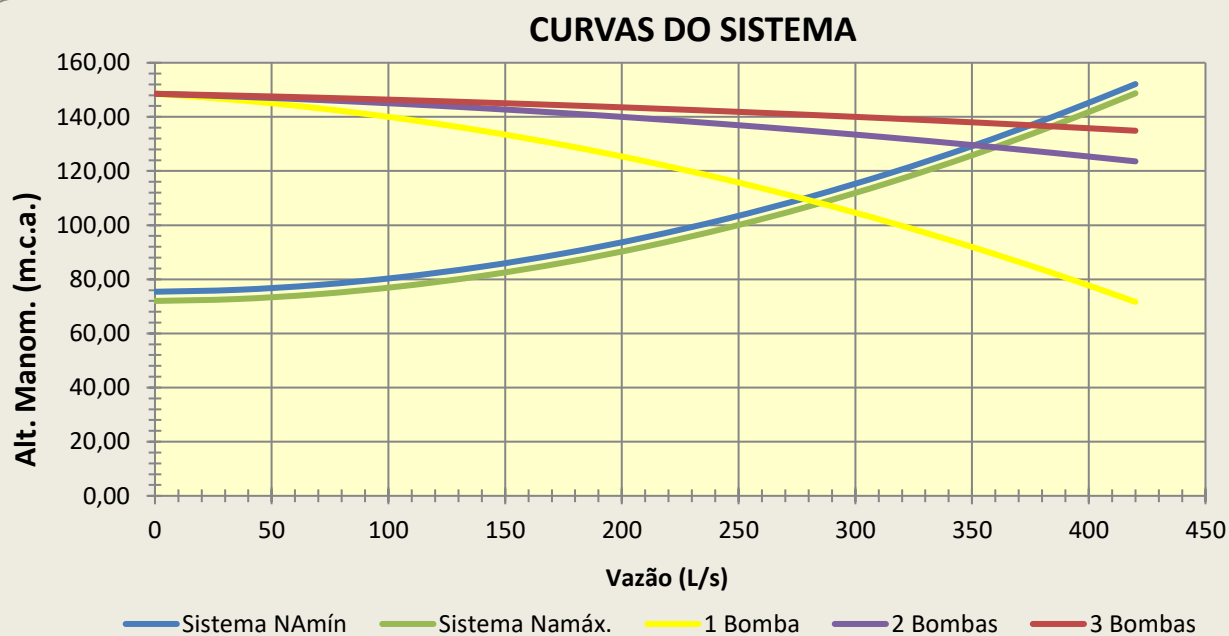
109,25

100,97

91,95

82,17

71,65



d) Parâmetros da Bomba projetada

Marca	KSB
Modelo	OMEGA 200-670B
Nº de estágios	-
Nº de conjuntos	
Total	4
Em operação	3
Potência cons. do conj. motor-bomba (CV)	468,04
Potência comercial do conj. motor-bomba (CV)	500
Rotação da bomba (rpm)	1750
Diâmetro do recalque (mm)	200
Diâmetro da sucção (mm)	250
Rendimento (%)	72,00%
Diâmetro do rotor (mm)	568

f) NPSH Disponível

$$NPSH_D = H_{G,S} - \sum \Delta H_s + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vapor}}{\gamma}$$

H _{gs} - Altura do eixo da bomba até o NA mín.	0,22 m
H _{gs} - Altura do eixo da bomba até o NA máx.	3,62
ΔH _s - Perda de carga total na sucção	0,07 m
P _{atm} /γ	10,26 m
P _{vapor} /γ	0,43 m
NPSH _{Disponível} (Na mín)	9,98 m
NPSH _{Disponível} (Na máx)	13,38
NPSH _{Requerido}	4,33 m

$$\frac{P_{atm}}{\gamma} = 10,33 - \frac{h}{900}$$

4.5 ADUTORA DE ÁGUA TRATADA

4.5.1 Ventosas

A capacidade de admissão de ar das ventosas selecionadas é superior à vazão transportada, pelo que não se prevê a ocorrência de depressões nas adutoras mesmo numa situação de ruptura das tubulações (a ventosa prevista de diâmetro DN100 mm admite cerca de 4055,73 L/s de ar para uma depressão de -3 m.c.a em relação à pressão atmosférica). A seguir apresenta-se o dimensionamento das ventosas a serem instaladas nas adutoras projetadas.

4.5.1.1 Adutora de Água Bruta

ID	Estaca			Diâmetro Adutora	Diâmetro da Ventosa	Vazões		Pressão por tipo de ventosa (ARI D-40)	
				(-)	(-)	(L/s)	(m³/h)	(mca)	
Ventosa-01	14	+	0,00	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-02	47	+	0,00	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-03	63	+	19,89	600	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-04	81	+	0,00	630	100	375	1350	1,933660594	OK

4.5.1.2 Adutora de Água Tratada

ID	Estaca			Diâmetro Adutora	Diâmetro da Ventosa	Vazões		Pressão por tipo de ventosa	
				(-)	(-)	(L/s)	(m³/h)	(mca)	
Ventosa-02	52	+	14,00	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-03	66	+	12,59	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-04	89	+	9,00	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-05	104	+	0,36	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-06	118	+	0,30	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-07	132	+	0,60	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-08	134	+	0,15	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-09	140	+	2,85	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-10	152	+	19,41	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-11	161	+	19,88	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-12	168	+	1,70	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-13	176	+	15,3	630	100	375	1350	1,933660594	OK

ID	Estaca			Diâmetro Adutora	Diâmetro da Ventosa	Vazões		Pressão por tipo de ventosa	
				(-)	(-)	(L/s)	(m³/h)	(mca)	
Ventosa-14	197	+	13,02	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-15	205	+	0,76	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-16	233	+	13,24	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-17	244	+	1,83	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-18	279	+	5,55	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-19	308	+	4,47	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-20	330	+	18,34	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-21	352	+	15,53	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-22	381	+	0,01	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-23	394	+	17,75	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-24	415	+	8,96	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-25	428	+	7,91	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-26	453	+	17,00	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-27	464	+	19,88	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-28	483	+	9,28	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-29	497	+	13,10	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-30	528	+	2,29	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-31	545	+	14,08	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-32	561	+	3,28	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-33	575	+	7,77	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-34	588	+	12,74	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-35	612	+	13,8	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-36	642	+	12,63	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-37	661	+	11,00	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-38	678	+	3,27	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-39	696	+	5,40	630	100	375	1350	1,933660594	OK
Ventosa-40	702	+	6,41	630	100	375	1350	1,933660594	OK

4.5.2 Descargas

A seguir apresenta-se o dimensionamento das descargas a serem instaladas nas adutoras projetadas.

4.5.2.1 Adutora de Água Bruta

Descarga				Diam. Adutora	Tempo de esvaziamento	Z _{montante}	Z _{jusante}	L _{pontos altos}	Diam. de Cálculo	Diam. Comercial	V _{montante}	V _{jusante}
ID	Estaca			(-)	(h)	(m)	(m)	(m)	(mm)	(-)	(m/s)	(m/s)
1	37	+	16,81	630	1,5	74,74	64,13	600	23,26312	200	2,178	1,009
2	72	+	19,79	630	1,5	64,13	81,5	327	16,77046	200	1,009	2,275
3	87	+	0,00	630	1,5	81,5	81,13	343	16,25337	200	2,275	1,135

4.5.2.2 Adutora de Água Tratada

Descarga				Diâmetro Adutora	Tempo de esvaziamento	Z _{montante}	Z _{jusante}	L _{pontos altos}	Diâmetro de Cálculo	Diâmetro Comercial	V _{montante}	V _{jusante}
ID	Estaca			(-)	(h)	(m)	(m)	(m)	(mm)	(-)	(m/s)	(m/s)
1	45	+	2,35	600	1,5	71,89	71,82	354	16,75566	200	2,355	1,177
2	54	+	1,60	630	1,5	71,82	81,507	278,59	15,08586	200	1,068	2,275
3	76	+	18,70	630	1,5	81,507	81,128	456,41	18,74853	200	2,275	1,135
4	100	+	0,55	630	1,5	81,128	71,603	291,36	15,45781	200	2,269	1,066
5	113	+	19,57	630	1,5	71,603	67,923	279,94	15,85264	200	2,132	1,038
6	122	+	5,52	630	1,5	67,923	73,175	280,3	15,77421	200	1,038	2,155
7	133	+	1,53	630	1,5	73,175	72,419	39,55	5,833082	200	2,155	1,072
8	137	+	6,40	630	1,5	72,419	72,37	122,7	10,3027	200	2,144	1,072
9	143	+	2,17	630	1,5	72,37	76,152	256,56	14,70942	200	1,072	2,199
10	157	+	19,25	630	1,5	76,152	77,082	180,47	12,14567	200	1,099	2,212
11	163	+	19,17	630	1,5	77,082	78,201	121,82	9,912744	200	1,106	2,228
12	172	+	6,77	630	1,5	78,201	79,297	173,6	11,74989	200	1,114	2,244
13	181	+	10,82	630	1,5	79,297	86,046	417,72	17,78879	200	1,122	2,337
14	201	+	1,46	630	1,5	86,046	84,675	147,74	10,41123	200	2,337	1,159
15	217	+	7,92	630	1,5	84,675	84,976	572,48	20,55884	200	1,159	2,323
16	238	+	1,63	630	1,5	84,976	85,491	208,59	12,38007	200	1,161	2,330
17	249	+	4,29	630	1,5	85,491	94,623	703,72	22,12192	200	1,165	2,451
18	293	+	1,44	630	1,5	94,623	98,66	578,92	19,36908	200	1,225	2,503
19	313	+	13,71	630	1,5	98,66	96,18	453,87	17,08139	200	2,503	1,235
20	340	+	3,78	630	1,5	96,18	98,48	437,19	16,77233	200	1,235	2,500

Descarga				Diâmetro Adutora	Tempo de esvaziamento	Z _{montante}	Z _{jusante}	L _{pontos altos}	Diâmetro de Cálculo	Diâmetro Comercial	V _{montante}	V _{jusante}
ID	Estaca			(-)	(h)	(m)	(m)	(m)	(mm)	(-)	(m/s)	(m/s)
21	354	+	4,48	630	1,5	98,48	103,664	564,48	18,7021	200	1,250	2,565
22	408	+	4,99	630	1,5	99,78	98,444	411,21	16,11945	200	2,517	1,250
23	425	+	14,75	600	1,5	98,444	98,605	258,95	12,21879	200	1,378	2,758
24	435	+	6,25	630	1,5	98,605	106,418	509,09	17,63569	200	1,251	2,599
25	481	+	10,2	630	1,5	111,051	107,539	369,4	14,54889	200	2,655	1,306
26	493	+	9,58	630	1,5	107,539	106,67	283,82	12,88247	200	2,613	1,301
27	509	+	2,12	600	1,5	106,67	107,781	609,19	17,96469	200	1,434	2,884
28	546	+	18,35	630	1,5	95,87	101,267	309,2	14,01626	200	1,233	2,535
29	572	+	7,75	600	1,5	101,267	99,546	284,49	12,68659	200	2,795	1,386
30	578	+	2,39	630	1,5	99,546	102,63	264,97	12,81239	200	1,257	2,552
31	601	+	2,47	630	1,5	102,63	104,209	481,06	17,0679	200	1,276	2,572
32	621	+	16,75	630	1,5	104,209	110,12	598,83	18,70716	200	1,286	2,644
33	673	+	19,4	630	1,5	101,106	98,277	332,27	14,44768	200	2,533	1,249
34	680	+	1,26	630	1,5	98,277	110,284	362,13	14,74729	200	1,249	2,646
35	698	+	3,22	630	1,5	110,284	114,678	121,01	8,208288	200	1,323	2,698

5. REFERÊNCIAS

5 REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Reservatórios do Semiárido Brasileiro – Hidrologia, Balanço Hídrico e Operação – Anexo B/ Piancó – Piranhas – Açú**. Brasília, ANA, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12211: Estudos de Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água**. Rio de Janeiro, ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12213: Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público**. Rio de Janeiro, ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12214: - Projeto de estação de bombeamento ou de estação elevatória de água — Requisitos**. Rio de Janeiro, ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12215-1: Projeto de Adutora de Água. Parte 1: Conduto Forçado**. Rio de Janeiro, ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12216: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público**. Rio de Janeiro, ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12217: Projeto de reservatório de distribuição de Água para Abastecimento Público**. Rio de Janeiro, ABNT, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12218: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público**. Rio de Janeiro, ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12226: Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água esgoto ou drenagem urbana**. Rio de Janeiro, ABNT, 1992.

BRASIL. Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba. **EDITAL Nº 39/2020**. Brasília: CODEVASF, 2020.

BRASIL. MDA. Ministério do Desenvolvimento Agrário. **Caderno Territorial**: perfil territorial. Perfil Territorial. 2015. Elaborada por CGMA. Disponível em: http://sit.mda.gov.br/download/caderno/caderno_territorial_076_Serid%C3%83%C2%B3%20-%20RN.pdf. Acesso em: 17 mar. 2021.

NETTO, Azevedo et al. **Manual de Hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 1998. 669 p.

RIO GRANDE DO NORTE. ENGECORPS. SEMARH/RN. **Estudos de Concepção e de Viabilidade Técnica, Econômico-Financeira e Ambiental e Elaboração do Projeto Básico de Sistemas Adutores na Região do Seridó no Estado do Rio Grande do Norte**. Natal: SEMARH/RN, 2020.

TSUTIYA, Milton Tomoyuki. **Abastecimento de Água**. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.