

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO  
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO  
CENTRO TECNOLÓGICO**

**LUIZ GUILHERME SANTOS MIRANDA**

**PROPOSIÇÃO DE PROJETO PARA A ETA VILA DO RIACHO EM MODELO DE  
TRATAMENTO CONVENCIONAL**

**VITÓRIA  
2022**

LUIZ GUILHERME SANTOS MIRANDA

**PROPOSIÇÃO DE PROJETO PARA A ETA VILA DO RIACHO EM MODELO DE  
TRATAMENTO CONVENCIONAL**

Entrega Parcial do Projeto de Graduação apresentado ao Departamento de Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Ambiental.

Orientadora: Profa. Dra. Edumar Ramos Cabral Coelho.

VITÓRIA - ES

2022

## RESUMO

MIRANDA, L. G. S. **Proposição de projeto para a ETA Vila do Riacho em modelo de tratamento convencional**. 2022. Projeto de graduação. Engenharia Ambiental – Universidade Federal do Espírito Santos, Vitória, 2022.

Estações de tratamento de água (ETA) antigas tendem a sofrer com problemas na sua eficiência com o passar do tempo, seja por problemas na sua projeção ou pela alteração na qualidade da água bruta que à abastece. Em decorrência disso há um aumento nos custos de operação da estação e um prejuízo na qualidade do produto oferecido à população. A estação de Vila do Riacho não foge desse prospecto, antiga e mal administrada no passado, sofre hoje com uma estrutura não ideal para atender a comunidade na qual está inserida. Neste cenário, o presente trabalho se propõe a apresentar um novo dimensionamento para a ETA, levando em conta a qualidade atual da água bruta disponível, projetada para atender em qualidade e quantidade a população de Vila do Riacho até o ano de 2045. Para isso considerou-se o modelo de tratamento do tipo convencional, por apresentar-se o mais adequado em relação à qualidade da água bruta disponível. Constituída pelas etapas de coagulação, floculação, decantação, filtração e desinfecção, a estação foi dimensionada seguindo o que apontam os principais autores estabelecidos pela literatura e cumprindo o exigido pela norma ABNT NBR 12216:1992, que dispõe sobre projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público, visando sempre o atendimento concreto dos padrões de potabilidade estabelecidos pela nova portaria nº 888/2021 do Ministério da Saúde. Ao final do dimensionamento foi possível sugerir uma nova estação para Vila do Riacho, que se mostra apropriada como um modelo para a readequação da estação atual, objetivando a melhora na eficiência de seu tratamento, redução nos custos operacionais e maior segurança hídrica para a população da comunidade.

**Palavras-chave:** Tratamento de águas, Estação de tratamento de águas, Tratamento do tipo convencional, Dimensionamento de ETA.

## ABSTRACT

MIRANDA, L. G. S. **Project proposition for Vila do Riacho's water treatment plant in conventional treatment model.** 2022. Graduation project. Environmental Engineering - Federal University of Espírito Santo, Vitória, 2022.

Old water treatment plants (WTP) tend to suffer from problems in their efficiency over time, either because of problems in their projection or because of the change in the quality of the raw water that supplies them. As a result, there is an increase in the station's operating costs and a loss in the quality of the product offered to the population. The Vila do Riacho station does not escape from this prospect, old and poorly managed in the past, it suffers today with a structure that is not ideal to serve the community in which it is inserted. In this scenario, the present work proposes to present a new dimensioning for the WTP, considering the current quality of the raw water available and designed to serve the population of Vila do Riacho in quality and quantity until the year 2045. The conventional type of treatment model was chosen, as it is the most appropriate in relation to the quality of raw water available. Consisting of the stages of coagulation, flocculation, decantation, filtration and disinfection, the station was designed according to the main authors established in the literature and fulfilling the requirements of the ABNT NBR 12216:1992 standard, which provides for the design of a water treatment plant for public supply, always aiming at concretely meeting the potability standards established by the new Ordinance No. 888/2021 of the Ministry of Health. At the end of the design, it was possible to obtain a new station for Vila do Riacho, which is suitable as a model for the readjustment of the current station, aiming at improving the efficiency of its treatment, reducing operating costs and improving water security for the population of the community.

**Keywords:** Water treatment, Water treatment plant, Conventional treatment model, WTP desing.

Dedico este trabalho à memória de meu falecido pai, Jorge Luiz Miranda, meu exemplo e inspiração, até o fim de minha vida.

*“Remember me  
Though I have to say goodbye  
Remember me  
Don't let it make you cry  
For even if I'm far away  
I hold you in my heart (...)”*

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à minha família, por ser minha base, minha estrutura e meu porto seguro. Agradeço minha mãe, Josânia, pela educação e liberdade que me deu, sempre fazendo tudo ao seu alcance por mim. Agradeço meu irmão, Weverton, por todo apoio em casa e incentivo.

Em especial agradeço meu falecido pai, Jorge, o qual tinha o sonho de ver seu filho formado numa universidade, e lutou muito para isso. Tudo isso é por você pai, onde quer que esteja, saiba que seu amor incondicional que me trouxe aqui e me levará além.

Agradeço meus maiores amigos e irmãos na vida, Phellipe, Yuri e Guilherme, em quem tenho confiança incondicional, por deixar essa jornada mais leve. Agradeço meus amigos Vinícius, Bruno, Yago B., Yago V. e Adriano pelas incontáveis horas de diversão e distração. Agradeço meus amigos do 'tripé', Thayná e Lucas, por todo incentivo, auxílio e papos-cabeça ao longo desses anos. Agradeço também as mais preciosas amizades que fiz na UFES: Victória V., Deysi, Danielsan, Izabela, Ainoã, Clarice, Isabella, Victória G., Rafaela e tantas outras que não cabem numa lauda.

Agradeço também a minha orientadora Edumar, pela paciência e compreensão, por todo auxílio na execução deste trabalho e pelas incríveis aulas que me fizeram gostar tanto dessa área da engenharia.

Por fim, agradeço à Universidade Federal do Espírito Santos, sobretudo o Centro Tecnológico, pela oportunidade da jornada, pelo campus acolhedor, com diferença de ideias, mas harmonia em diálogo, pelo privilégio de aprender com os melhores e por me guiar para o caminho profissional que acredito me fará realizado.

*“Nem todos os que vagueiam estão perdidos”*

J. R. R. Tolkien.

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1:</b> Valores de alguns parâmetros de qualidade da água do Rio do Riacho.	19
<b>Tabela 2:</b> População de Aracruz em 2010, por distrito.	27
<b>Tabela 3:</b> População de Aracruz empregada nos métodos.	28
<b>Tabela 4:</b> Resultado dos Métodos de Projeção para a população de Aracruz.	33
<b>Tabela 5:</b> População e Vazão ano a ano para Vila do Riacho.	38
<b>Tabela 6:</b> Dimensões padronizadas da calha Parshall.	39
<b>Tabela 7:</b> Características adotadas do material filtrante.	76

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> Comunidade de Vila do Riacho.	24
<b>Figura 2:</b> Representação esquemática do formato e das dimensões de uma Calha Parshall.	40
<b>Figura 3:</b> Esquema de um Floculador de Fluxo Horizontal.	48

## LISTA DE GRÁFICOS

<b>Gráfico 1:</b> Projeção Populacional de Vila do Riacho.	34
--	----

## LISTA DE ESQUEMAS

<b>Esquema 1:</b> Etapas para dimensionamento da ETA.	31
---	----

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ETA – Estação de Tratamento de Água  
CESAN – Companhia Espírito Santense de Saneamento  
IDH – Índice de Desenvolvimento Humano  
SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento  
IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística  
SAAE – Serviço Autônomo de Água e Esgoto  
SAA – Sistema de Abastecimento de Água  
FUNASA – Fundação Nacional de Saúde  
AGERH – Agência Estadual de Recursos Hídricos  
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
NBR – Norma Brasileira  
IEMA – Instituto Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos  
s - Segundo  
min - Minuto  
h - Hora  
m<sup>3</sup> - Metro cúbico  
m<sup>2</sup> - Metro quadrado  
m - Metro  
cm - Centímetro  
mm - Milímetro  
L - Litro  
mL - Mililitro  
kg - Quilograma  
g - Grama  
mg - Miligrama  
N - Newton

## SUMÁRIO

SUMÁRIO.....	11
1. OBJETIVO .....	15
1.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	15
2. INTRODUÇÃO .....	16
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	17
3.1. JUSTIFICATIVA DO MODELO ADOTADO.....	18
3.2. ETAPAS DO SISTEMA DE TRATAMENTO CONVENCIONAL.....	19
3.2.1. Coagulação e Mistura Rápida .....	19
3.2.2. Floculação .....	20
3.2.3. Decantação ou Sedimentação.....	21
3.2.4. Filtração.....	21
3.2.5. Desinfecção.....	22
3.2.6. Considerações Ambientais .....	23
4. METODOLOGIA .....	24
4.1. ÁREA DE ESTUDO.....	24
4.2. PROJEÇÃO POPULACIONAL.....	26
4.2.1. Método aritmético .....	28
4.2.2. Método geométrico .....	28
4.2.3. Método da curva logística.....	29
4.3. DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO.....	30
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	32
5.1. PROJEÇÃO POPULACIONAL.....	32
5.1.1. Relação populacional Aracruz-Vila do Riacho.....	32
5.1.2. Resultado dos Métodos de Projeção.....	32
5.1.3. Escolha do método.....	34
5.2. MEMORIAL DE CÁLCULO DAS UNIDADES DE TRATAMENTO DA ETA .....	36

5.2.1.	População de projeto ( $P_p$ ) .....	36
5.2.2.	Vazão de projeto da ETA ( $Q_p$ ) .....	36
5.3.	MISTURA RÁPIDA DO TIPO CALHA PARSHALL .....	39
5.3.1.	Seleção da calha Parshall como unidade de Mistura Rápida .....	39
5.3.2.	Altura de água ( $H_0$ ) e da velocidade de escoamento ( $v_0$ ) na seção de medição de vazão .....	40
5.3.3.	Cálculo da energia total disponível ( $E_0$ ) .....	41
5.3.4.	Cálculo do ângulo fictício ( $\varphi$ ) .....	41
5.3.5.	Cálculo da velocidade de escoamento ( $v_1$ ) .....	42
5.3.6.	Cálculo da altura de água no início do ressalto ( $Y_1$ ) .....	42
5.3.7.	Cálculo do número de Froude ( $Fr_1$ ) .....	42
5.3.8.	Altura conjugada do ressalto ( $Y_3$ ) e altura no final do ressalto ( $Y_2$ ) .....	43
5.3.9.	Cálculo da velocidade de escoamento na saída do trecho ( $v_2$ ) .....	43
5.3.10.	Cálculo da perda de carga ( $J_1$ ) .....	43
5.3.11.	Tempo médio de detenção da água no trecho ou tempo médio de mistura ( $T_1$ ) .....	43
5.3.12.	Calculo do gradiente de velocidade médio na calha Parshall ( $Gv_1$ ) .....	44
5.3.13.	Calha de distribuição de coagulante .....	45
5.4.	CANAL DE ÁGUA COAGULADA .....	46
5.5.	FLOCULADOR HIDRÁULICO DE CHICANAS DE FLUXO HORIZONTAL .....	48
5.5.1.	Dimensões do floclador .....	49
5.5.2.	Parâmetros em cada trecho dos flocladores .....	49
5.5.3.	Velocidade em cada trecho .....	50
5.5.4.	Area da seção entre as chicanas, por trecho ( $A_c$ ) .....	50
5.5.5.	Espaçamento entre as chicanas, por trecho ( $E_c$ ) .....	50
5.5.6.	Número de chicanas, por trecho ( $N_c$ ) .....	51
5.5.7.	Velocidade média de escoamento nas curvas das chicanas, por trecho ( $V_c$ ) .....	51

5.5.8.	Distância da extremidade da chicana à parede (tamanho da abertura), por trecho ( $D_c$ ) .....	52
5.5.9.	Distância percorrida pela água, por trecho ( $D_p$ ) .....	52
5.5.10.	Perda de carga nas curvas das chicanas, por trecho ( $J_f$ ).....	53
5.5.11.	Raio hidráulico na abertura das chicanas, por trecho ( $R_{hf}$ ).....	53
5.5.12.	Perda de carga entre as chicanas, por trecho ( $J_x$ ):.....	54
5.5.13.	Perda de carga total, por trecho ( $J_T$ ).....	55
5.5.14.	Gradiente de velocidade médio no floculador, por trecho ( $G_f$ ) .....	55
5.6.	CANAL DE ÁGUA FLOCULADA.....	56
5.6.1.	Vazões no Canal .....	57
5.6.2.	Áreas da seção nos trechos do canal.....	57
5.6.3.	Larguras do canal .....	57
5.6.4.	Raio Hidráulico nos trechos do canal .....	58
5.6.5.	Gradiente de Velocidade nos trechos do canal .....	58
5.6.6.	Comportas de Passagem .....	59
5.7.	DECANTADOR CONVENCIONAL DE FLUXO HORIZONTAL.....	61
5.7.1.	Vazão de cada decantador.....	61
5.7.2.	Dimensões dos decantadores .....	62
5.7.3.	Taxa de escoamento superficial real ( $T_{es}'$ ) .....	63
5.7.4.	Tempo de detenção hidráulico ( $T_4$ ).....	63
5.7.5.	Raio Hidráulico ( $R_{h2}$ ), Número de Froude ( $Fr_2$ ) e Número de Reynolds ( $Re_1$ )	63
5.7.6.	Dimensionamento da cortina de distribuição de passagem do sistema de floculação para o decantador .....	64
5.7.7.	Dimensionamentos de calhas coletoras de água decantada .....	68
5.7.8.	Lodo do decantador .....	70
5.8.	CANAL DE ÁGUA DECANTADA .....	74
5.9.	FILTRO RÁPIDO DE FLUXO DESCENDENTE DE CAMADAS DUPLA.....	76

5.9.1.	Características do Leito Filtrante .....	76
5.9.2.	Área dos filtros.....	77
5.9.3.	Dimensões dos filtros .....	77
5.9.4.	Comportas de Acesso aos Filtros .....	77
5.9.5.	Fundo dos Filtros com Vigas Californianas .....	78
5.9.6.	Camada suporte .....	79
5.9.7.	Lavagem dos Filtros .....	80
5.9.8.	Calhas coletoras de água de lavagem.....	81
5.9.9.	Tubulações Imediatas.....	82
5.9.10.	Perdas de carga na filtração.....	83
5.9.11.	Perda de carga na lavagem do filtro.....	87
5.9.12.	Reservatório de água de lavagem.....	87
5.10.	DESINFECÇÃO (TANQUE DE CONTATO).....	89
5.10.1.	Parâmetros.....	89
5.10.2.	Dimensões do tanque de contato .....	89
5.10.3.	Consumo de Cloro diário .....	90
5.10.4.	Dimensionamento do sistema de reserva de Cloro .....	90
5.10.5.	Consumo de Sulfato de Alumínio diário .....	91
5.10.6.	Dimensionamento do sistema de reserva de Sulfato de Alumínio.....	91
6.	GERENCIAMENTO DOS RESÍDUOS DA ETA .....	92
6.1.1.	Alternativas de destinação para o resíduo da ETA.....	92
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	94
8.	BIBLIOGRAFIA .....	95
9.	ANEXOS .....	100

## **Proposição de Projeto para a ETA Vila do Riacho em modelo de tratamento convencional**

### **1. OBJETIVO**

O objetivo do presente trabalho é apresentar uma proposição de projeto para a ETA Vila do Riacho, em Aracruz/ES, da Companhia Espírito Santense de Saneamento (CESAN).

#### **1.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- I. Apresentar o projeto considerando um sistema de tratamento do tipo convencional, tendo em mente uma estrutura expositiva, como um passo-a-passo;
- II. Seguir as exigências técnicas considerando as peculiaridades da região, como a qualidade da água bruta e a população atendida;
- III. Justificar o método de projeção populacional escolhido;
- IV. Desenvolver o projeto visando o atendimento dos padrões de qualidade da água tratada estabelecidos e a eficiência do tratamento na estação.

## 2. INTRODUÇÃO

O Brasil, mesmo ocupando altas posições como uma das maiores economias do mundo, não ocupa as melhores posições nos rankings de IDH, segundo o Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento. Tal fato está intimamente relacionado aos déficits na cobertura e eficiência do saneamento básico brasileiro onde, segundo o Instituto Trata Brasil (2019), 16,3% da população ainda não têm acesso a água tratada e 45,9% não tem acesso à rede de esgoto, principalmente em cidades do interior e nas regiões norte e nordeste. Este panorama reforça a relação entre a eficiência dos serviços de saneamento básico com a qualidade de vida da população que os usufrui.

O eixo do saneamento básico que apresenta maiores avanços em direção à universalização do serviço é o abastecimento de água, apesar de apresentar uma lenta expansão, problemas de desperdício e ineficiência. Segundo o Diagnóstico do SNIS (2017), o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento, o consumo per capita no Espírito Santo no ano de 2017 caiu 13,7% em relação à média dos três anos anteriores (2014, 2015 e 2016), provável reflexo da crise hídrica que atingiu o estado entre 2013 e 2017, instaurando um conservadorismo na população em relação ao consumo de água.

O investimento em saneamento realizado no Espírito Santo, segundo o SNIS (2020), foi de 293,8 milhões de reais e o índice de perda física na distribuição de água foi de 38,6%. Tais dados explicitam como a ineficiência do serviço pode impactar nos custos do tratamento, seja na despesa energética ou no desperdício de insumos (coagulantes, desinfectantes, flúor, etc.), e expõe a magnitude dos prejuízos.

Do ponto de vista legal, para regulamentar e nortear o tratamento de águas para abastecimento, no Brasil, a legislação pertinente atual é a Portaria nº 888/2021 do Ministério da Saúde, que dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. É tal padrão de potabilidade estabelecido que buscamos alcançar ao projetar uma Estação de Tratamento de Água (ETA), objetivando um produto, no caso a água tratada, de qualidade para a população.

Posto o cenário capixaba de recente crise hídrica nos anos de 2016 e 2017, a preocupação com a eficiência dos sistemas de tratamento é alta, não só pela busca da prestação de um serviço de maior qualidade, que se reflete na qualidade do produto que é oferecido à população, mas também pelo entendimento que a eficiência hidráulica dos sistemas pode impactar nos custos do tratamento, seja na otimização de insumos ou redução de gasto energético. Dessa forma, tomando a ETA como foco para solução deste problema, o presente trabalho se põe a estudar uma dessas unidades, a ETA Vila do Riacho, visando a proposição de um novo projeto.

### **3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

Os diversos tipos de Sistema de Abastecimento de Água (SAA) são concebidos e projetados para atender as demandas humanas, seja de forma individual, como em fazendas ou residências rurais isoladas, ou de forma coletiva, como em povoados ou grandes cidades. Tem como principal característica a retirada do recurso hídrico da natureza e a adequação de sua qualidade através de tratamentos físicos e químicos.

De acordo com FUNASA (2006, p. 36)

Como definição, o sistema de abastecimento Público de água constitui-se no conjunto de obras, instalações e serviços, destinados a produzir e distribuir água a uma comunidade, em quantidade e qualidade compatíveis com as necessidades da população, para fins de consumo doméstico, serviços públicos, consumo industrial e outros usos.

Olhando do ponto de vista sanitário, a solução coletiva é a mais interessante ao levarmos em conta diversos fatores, como: facilidade em proteger o manancial; facilidade de supervisionar o sistema; e facilidade no controle da qualidade da água distribuída.

Do ponto de vista social, os principais benefícios do abastecimento de água são: Controle e prevenção de doenças; possibilitar hábitos higiênicos para a população;

facilitar a limpeza pública; facilitar práticas desportivas; proporcionar conforto, bem-estar e segurança; e aumentar a qualidade de vida das pessoas de forma geral.

Já sob o aspecto econômico, o abastecimento de água visa, inicialmente: reduzir a mortalidade e aumentar a vida média; aumentar a vida produtiva do indivíduo; facilitar instalação de indústrias; fomentar turismo; e facilitar o combate à incêndios.

### 3.1. JUSTIFICATIVA DO MODELO ADOTADO

Todo processo realizado de forma eficiente que elimine ou diminua as quantidades de substâncias prejudiciais à saúde humana é considerado um tipo de tratamento, independente se sua concepção foi contemplada por uma estrutura com etapa do tipo unitária ou do tipo composta pela combinação de etapas que realizam a purificação da água tornando-a potável.

O principal processo que determina a tecnologia de tratamento a ser utilizada além da qualidade do manancial, é o tipo de filtração, que pode ser dividida entre as que possuem ou as que não possuem as etapas de coagulação, de floculação e de sedimentação. A combinação dessas etapas se mostra fundamental para remoção das partículas coloidais e suspensas. Uma água bruta com baixos níveis de cor e turbidez, pode ser tratada por outros tipos de ETA menos robustas.

Este trabalho será desenvolvido considerando a adoção do sistema de tratamento do tipo convencional como a solução mais adequada. Esse tipo de estação consta com todas as etapas mais comuns, a coagulação, a floculação, a sedimentação, a filtração, e a desinfecção e será sobre essas etapas que iremos tratar mais profundamente a seguir.

Para embasar essa decisão foi utilizado como ponto de partida os parâmetros de qualidade da água bruta local, que no caso são provenientes do Rio Riacho, corpo d'água próximo à comunidade, da qual absorveu seu nome. Segue, na Tabela 1, análise de alguns parâmetros do Rio do Riacho apresentados por ROCHA (2022):

**Tabela 1:** Valores de alguns parâmetros de qualidade da água do Rio do Riacho.

Data	Hora	Amostra	Al mg Al/L	Al(Dis) mg Al/L	Cl mg Cl/L	COR(VE R) UC	DBO mg O2/L	CYA cel/mL	EschColi NMP/100 mL	Fe(dis) mg Fe/L	Fe(tot) mg Fe/L	P_tot mg P/L	Mn mg Mn/L	N_NO3 mg N- NO3/L	N_NO2 mg N- NO2/L	N_NH3 mg N- NH3/L	O&G	OD mg O2/L	pH	SDT mg/L	SO4 mg/L	TURB NTU
03/12/15	13:50	-	-	0,08	30	36,5	13,9	-	-	0,877	-	1,89	0,031	0,414	< 0,01	2,04	-	5,34	7,8	59,8	15,7	12,2
27/06/18	11:27	-	-	0,25	36,87	< 5	< 0,13	-	-	0,29	-	< 0,02	0,313	0,2	< 0,01	0,885	-	3,2	4,07	-	163	1,2
27/08/20	10:40	32368/2020	-	-	-	-	-	1407	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14/09/20	11:55	33530/2020	-	-	-	-	-	1662	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19/10/20	09:35	38782/2020	-	-	-	-	-	484	27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
04/11/20	16:15	41051/2020	-	0,145	25,2	8	< 2	2045	<1	2,4	3	< 0,03	0,27	< 0,1	<0,01	0,45	Ausente	8,3	5,94	214	98,4	11
14/12/20	16:55	41088/2020	-	0,157	18,4	21	2,1	< 207	201	3,5	5,1	< 0,03	0,14	0,249	<0,01	0,24	Ausente	4,3	6	115	41,3	32
18/01/21	06:33	3398	-	-	-	-	-	< 207	292	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
01/02/21	06:45	5709	-	-	-	-	-	484	249	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17/03/21	07:10	11697	-	-	-	-	-	968	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29/03/21	07:05	15296	-	-	-	-	-	-	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19/04/21	08:30	15444	-	-	-	-	-	< 207	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10/05/21	16:46	16701	-	0,492	13,4	7	< 2	1226	17	1,1	1,5	< 0,03	0,32	0,454	<0,01	0,34	Ausente	8,35	3,78	131	71,7	2,9
19/05/21	08:10	20678	-	-	-	-	-	-	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
02/06/21	08:15	25475	0,11	-	-	-	-	-	-	4,2	-	-	0,16	-	-	-	-	-	-	-	-	-
09/06/21	08:32	25476	0,53	-	-	-	-	-	-	< 0,10	-	-	0,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16/06/21	08:14	25364	0,4	-	-	-	-	< 207	16	-	5,7	-	0,16	-	-	-	-	-	-	-	-	-
23/06/21	08:16	25477	0,41	-	-	-	-	-	-	3	-	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21/07/21	08:15	29059	-	-	-	-	-	< 207	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18/08/21	08:25	32028	-	-	-	-	-	1030	26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22/08/21	08:30	36838	-	-	-	-	-	< 207	130	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13/10/21	12:16	40444	-	-	-	-	-	250	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17/11/21	11:06	44359	-	-	-	-	-	< 207	19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Padrão de potabilidade segundo o Anexo XX Portaria de Consolidação GM/MS nº 5/2017 Alterado pela Portaria GM/MS nº 888/2021			0,2	-	250	-	-	-	Ausencia	0,3	-	-	0,1	10	1	1,2	-	-	6,0 a 9,5	500	250	5

Al - alumínio total; Al(Dis) - alumínio dissolvido; Cl - cloretos; COR(VER) - Cor verdadeira; DBO - demanda bioquímica de oxigênio; CYA - densidade de cianobactérias; EschColi - Escherichia coli; Fe(dis) - ferro dissolvido; Fe(tot) - ferro total; P\_tot - fósforo total; Mn - manganês; N\_NO3 - nitrato; N\_NO2 - nitrito; NH3 - nitrogênio amoniacal; O&G - óleos e graxas; OD - oxigênio dissolvido; pH - potencial hidrogeniônico; SDT - sólidos sedimentáveis totais; SO4 - sulfatos; TURB - turbidez.

Fonte: ROCHA (2022).

Com base nessas informações, e sabendo que parâmetros como alumínio, ferro, manganês e turbidez do Rio do Riacho apresentam de forma consistente valores acima do limite estabelecido no padrão de potabilidade, justifica-se a escolha de um tratamento completo do tipo convencional, sendo aquele capaz de adequar tais valores.

## 3.2. ETAPAS DO SISTEMA DE TRATAMENTO CONVENCIONAL

### 3.2.1. Coagulação e Mistura Rápida

O processo da coagulação depende principalmente das características da água e das impurezas presentes na mesma, que podem ser conhecidas por meio dos parâmetros de pH, cor verdadeira, alcalinidade, turbidez, condutividade elétrica, tamanho e distribuição das partículas em suspensão ou em estado coloidal (DI BERNARDO E DANTAS, 1993).

Este processo utiliza espécies químicas, os coagulantes, que promovem a desestabilização das partículas. Consiste na adição de coagulante, visando

desestabilizar impurezas encontradas na água e promover a aglomeração ou o aumento no tamanho das partículas facilitando o processo de floculação (HELLER E PÁDUA, 2010). Esse processo é muito rápido e é realizado na unidade de mistura rápida.

O emprego de sais orgânicos como coagulantes é comum, os agentes de coagulação mais utilizados são os sais de ferro e alumínio. Os coagulantes orgânicos são também aceleradores ou promotores de floculação (PIANTÁ, 2008).

Nesta etapa serão analisados os parâmetros associados à mistura, principalmente o número de Froude, que está associado e indica o grau de mistura do escoamento, que no caso, se dá na Calha Parshall. As dimensões da calha escolhida vão interferir no valor obtido do número de Froude.

Segundo a ABNT (NBR 12216, 1992, p. 5) mistura rápida é a “operação destinada a dispersar produtos químicos na água a ser tratada, em particular no processo de coagulação”.

### **3.2.2. Floculação**

Segundo Libânio (2010), como a floculação esta intrinsecamente ligada à coagulação é difícil dizer quando que ela passou a ser uma etapa integrante do processo de tratamento de água para consumo humano.

As reações químicas que se iniciam na unidade de mistura rápida possibilitam que as partículas coloidais encontradas na água possam se aglomerar. O processo de floculação ocorre após a coagulação, onde o efluente passa para um tanque de mistura lenta. Ele consiste na aglomeração das partículas desestabilizadas através de colisões provocadas por seu próprio movimento e seus sistemas apresentam duas classificações: hidráulicos ou mecanizados. Nesta unidade não ocorre a remoção das partículas, a finalidade é apenas acondicionar esta água e encaminhá-la aos sedimentadores (HELLER E PÁDUA, 2010).

O processo de floculação baseia-se em dois mecanismos complementares: adesão e transporte. A adesão está relacionada às cargas superficiais das partículas, que devem sofrer alteração no processo de coagulação para que os choques sejam efetivos. O transporte refere-se à agitação introduzida ao meio e o mesmo pode ser dividido em outros três: movimento do fluido (floculação ortocinética), movimento Browniano (floculação pericinetica) e sedimentação diferencial (SANTOS et al., 2004).

A eficiência das fases de coagulação e floculação pode ser avaliada pelo consumo de coagulante e pela turbidez da água decantada (RICHTER E NETTO, 1991).

Segundo a ABNT (NBR 12216, 1992, p. 6) os floculadores “são unidades utilizadas para promover a agregação das partículas formadas na mistura rápida”.

### **3.2.3. Decantação ou Sedimentação**

A decantação é uma operação unitária que traduz a eficiência das etapas anteriores (coagulação e floculação), nesta etapa do processo os flocos formados anteriormente recebem condições que os permitam depositar utilizando a ação da gravidade (LIBÂNIO, 2010).

Já segundo a ABNT (NBR 12216, 1992, p. 7) os decantadores “são unidades destinadas à remoção de partículas presentes na água, pela ação da gravidade (...)”.

Segundo RICHTER E NETTO (1991) as partículas que não são removidas na sedimentação, seja por seu pequeno tamanho ou por serem de densidade muito próxima à da água, deverão ser removidas por filtração.

### **3.2.4. Filtração**

A filtração é a etapa que tem como objetivo principal a remoção das partículas responsáveis por dar características de cor e turbidez à água, que não foram possíveis ser removidas nas etapas anteriores. A redução dessa característica da água é responsável por atuar na eficácia da desinfecção, pois sua presença afeta a inativação dos microrganismos. No tratamento de água a filtração possui papel extremamente

relevante pois é capaz de atuar na correção de possíveis falhas das etapas anteriores, garantindo a qualidade da água tratada.

Segundo a ABNT (NBR 12216, 1992, p. 10) os filtros rápidos “são unidades destinadas a remover partículas em suspensão, em caso de a água a tratar ser submetida a processo de coagulação, seguido ou não de decantação (...)”.

O processo da filtração consiste em fazer a água penetrar uma ou mais camadas de material poroso, que seja capaz de reter o material particulado em suspensão de acordo com o diâmetro dos poros. A velocidade da água ao percolar pelo filtro é o que identifica se a filtração é do tipo lenta ou rápida.

É importante mencionar que atualmente o filtro da ETA de Vila do Riacho é de fluxo do tipo Ascendente. Esse fato se mostra relevante, pois, mais à frente no presente trabalho o filtro proposto será o de fluxo do tipo Descendente. Isso implicará que, para uma possível alteração, será necessário dispor esforço e custo.

### **3.2.5. Desinfecção**

A etapa da desinfecção é fundamental no tratamento pois representa a última barreira em relação aos microrganismos, e seu processo pode se dar através de agentes físicos, como temperatura, ou agentes químicos, como o cloro. A eficiência dessa etapa varia de acordo com alguns fatores, como: características da água bruta; característica do microrganismo a ser desativado; e características do desinfetante.

Os desinfetantes utilizados em ETAs devem apresentar as seguintes características, segundo DI BERNARDO E DANTAS (1993): destruir microrganismos; oferecer condições seguras de transporte, armazenamento, manuseio e aplicação na água; permitir que sua concentração na água seja determinada por meio de experimentos laboratoriais; produzir residual que persista na água assegurando sua qualidade contra eventuais contaminações nas diferentes partes do abastecimento; e não ser tóxico ao ser humano ou aos animais.

Entre os diversos compostos conhecidos utilizados, 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 (LIBÂNIO, 2010; PÁDUA e FERREIRA, 2006).

A Portaria nº 888/2021 do Ministério da Saúde dispõe sobre os tipos de desinfectantes e preconiza que o tempo de contato varia de acordo com o pH, temperatura, concentração e tipo de agente desinfectante.

### **3.2.6. Considerações Ambientais**

O licenciamento para a implantação de uma ETA também passa pelo controle de um órgão ambiental competente, mesmo quando se trata de uma obra pública. No caso de empreendimentos da CESAN, o licenciamento é realizado junto do Instituto Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos (IEMA) ou junto da Secretaria Municipal de Meio Ambiente do município no qual o empreendimento fica localizado.

Segundo o Decreto Estadual nº 1777-R/2007 os critérios que definem o tipo de licenciamento a ser seguido diferem por tipo de empreendimento. No caso das ETAs, o tipo do licenciamento difere também em relação ao porte da estação (vazão da ETA em L/s), onde é exigido:

- Estações até 20 L/s: Licenciamento dispensável;
- Estações entre 20 e 500 L/s: Licenciamento Simplificado;
- Estações acima de 500 L/s: Licenciamento Completo (Licença Prévia, Licença de Instalação e Licença de Operação).

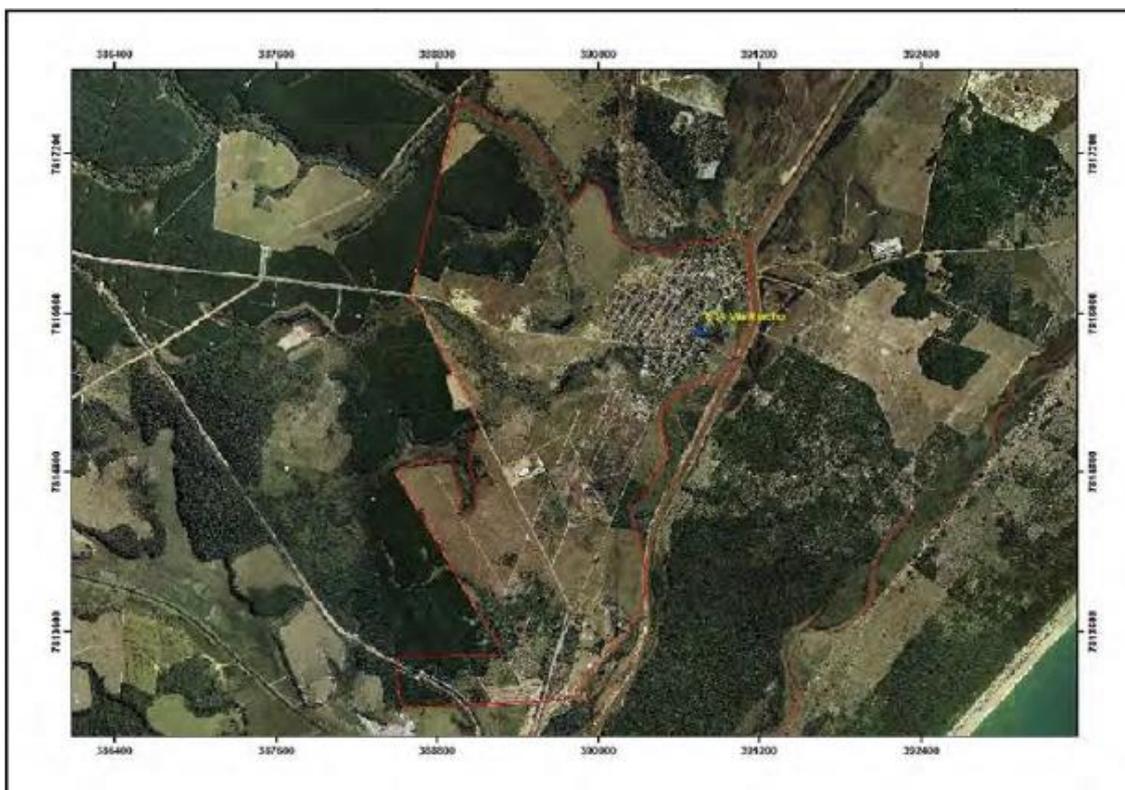
Adiantando uma informação dos resultados deste trabalho, podemos informar que a ETA de Vila do Riacho se enquadra no Licenciamento Simplificado. Para tanto o empreendedor deve manter os controles ambientais pertinentes, assumindo esta responsabilidade, visto que o Licenciamento Simplificado não exige vistoria por parte do órgão ambiental.

## 4. METODOLOGIA

### 4.1. ÁREA DE ESTUDO

A comunidade de Vila do Riacho localiza-se no município de Aracruz/ES, na região litorânea do município, território nordeste do estado do Espírito Santo, com acesso pela Rodovia Estadual ES-010 a uma distância de 25 km da sede municipal, situado às margens do Rio do Riacho, conforme Figura 01 abaixo. As Coordenadas Geográficas são: Latitude 19°44'59.6"S e Longitude 40°2'41.6"W. De acordo o CENSO do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), em 2010, a comunidade contava com 865 domicílios e uma população de 3509 habitantes, ocupando uma área urbana de 2,8 km<sup>2</sup>.

**Figura 1:** Comunidade de Vila do Riacho.



**Fonte:** Adaptado de PMSB (Aracruz, 2016).

Ainda segundo o IBGE, o município de Aracruz possui um IDH de 0,752, sendo o quarto maior do Estado do Espírito Santo, cenário positivo do qual Vila do Riacho também faz parte. As principais fontes de renda na comunidade são: atividade

pesqueira, setor de comércio e serviços e, de forma pouco significativa, a visitação de banhistas.

Carente de infraestrutura em saneamento básico, apenas 59% das habitações com ligação à rede de água também estão ligadas à rede de esgoto. As vias públicas parcialmente pavimentadas, com 98% de índice de cobertura na rede de abastecimento de água potável, é administrada atualmente pela concessionária Estadual, a CESAN. No passado, anterior a 2020, tanto a rede de abastecimento quanto a ETA eram administradas pelo Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE).

Voltando os olhares para o foco do trabalho, a ETA de Vila do Riacho, não foi possível levantar de forma consistente um diagnóstico hidráulico de suas unidades, devido ausência de projeto executivo e de informações de projeto, como dimensões das unidades ou seus parâmetros hidráulicos. Assim, não se mostrou viável uma análise comparativa no presente trabalho, portanto, a alternativa aqui empregada foi a apresentação de uma estação modelo.

É sabido que a estação vem sofrendo ao longo dos últimos anos com problemas graves na eficiência de seu tratamento, causando insatisfação na população e repercussões na mídia, se tornando um sinal de alerta para a atual administração. O motivo dessa ineficiência não é possível apontar de forma concreta, em decorrência da falta de informações, mas levanta-se três principais hipóteses: obsolescência da estação devido sua idade; gestão ineficiente do antigo administrador; piora na qualidade da água bruta. É razoável assumir que a situação em que a ETA Vila do Riacho se encontra hoje seja um reflexo de um desses três fatores ou da combinação deles.

## 4.2. PROJEÇÃO POPULACIONAL

Segundo a FUNASA (2006), em grandes projetos e obras públicas de saneamento, como a construção de uma ETA, o projetista deve levar em conta um horizonte de projeto de no mínimo 20 anos, visando um maior período de eficiência no atendimento, dado os esforços e gastos envolvidos em obras dessa magnitude. Dessa forma, ao longo dos anos seguintes direciona-se os esforços à manutenção do sistema, evitando a necessidade de realizações de novas obras.

Para o cálculo da vazão de projeto, adota-se o valor da população futura, que no presente trabalho será a do ano de 2045, para cumprimento do valor mínimo do horizonte de projeto, que é de 20 anos. Devido a isso, para encontrar tal valor, será necessário elaborar uma projeção populacional.

Com base nas notícias recentes de projetos para Aracruz e região no ano de 2021, de jornais locais, televisão e da internet, não foi possível observar a existência de perspectivas para implementação de grandes empreendimentos ou grandes centros comerciais em Vila do Riacho nos próximos anos, sendo assim, conforme recomendado pela literatura, foi considerado suficiente o uso de métodos padrões de estudo populacional, adotando um crescimento populacional constante.

Em um projeto de dimensionamento do sistema de abastecimento de água a parcela da população flutuante deve ser levada em consideração, se essa parcela for significativa. Isso significa que, caso a região se enquadre como um destino turístico, existe uma parcela da população que apenas se estabelece no núcleo urbano por curtos períodos de tempo como, por exemplo, durante o verão. Como a comunidade de Vila do Riacho não se enquadra nesse perfil turístico, a população flutuante foi ignorada, sendo considerada insignificante e de pouco impacto na demanda de água.

Para realizar os cálculos de projeção do estudo populacional, utilizou-se como base os dados populacionais dos três últimos CENSOS do IBGE referentes à 1991, 2000 e 2010. É importante ressaltar que, de todos os CENSOS disponíveis, apenas o realizado no ano de 2010 possui a subdivisão da população de Aracruz por seus

distritos, conforme **Tabela 2**, onde é possível verificar a população de Vila do Riacho especificamente.

**Tabela 2:** População de Aracruz em 2010, por distrito.

Mesorregiões, microrregiões, municípios, distritos, subdistritos e bairros	População residente								
	Total	Homens	Mulheres	Situação do domicílio e sexo					
				Urbana			Rural		
				Total	Homens	Mulheres	Total	Homens	Mulheres
<b>Aracruz</b>	<b>81 832</b>	<b>40 795</b>	<b>41 037</b>	<b>71 451</b>	<b>35 387</b>	<b>36 064</b>	<b>10 381</b>	<b>5 408</b>	<b>4 973</b>
Aracruz	49 410	24 389	25 021	47 835	23 554	24 281	1 575	835	740
Guaraná	4 990	2 549	2 441	3 359	1 706	1 653	1 631	843	788
Jacupemba	6 586	3 315	3 271	5 849	2 938	2 911	737	377	360
Riacho	5 532	2 887	2 645	3 509	1 812	1 697	2 023	1 075	948
Santa Cruz	15 314	7 655	7 659	10 899	5 377	5 522	4 415	2 278	2 137

**Fonte:** Adaptado de CENSO IBGE (BRASIL, 2010)

Nos demais anos, os CENSOS não apresentaram informações por distrito, apenas do município como um todo. Dessa forma, não é possível a aplicação de um modelo de projeção populacional direcionado apenas para a população de Vila do Riacho, devido falta da existência de uma série histórica específica para a comunidade.

Para driblar tal barreira, a estratégia adotada foi: **1.** Encontrar uma relação matemática entre as populações de Aracruz e de Vila do Riacho (de acordo com os dados do último CENSO de 2010); **2.** Elaborar uma projeção populacional para a população do município de Aracruz como um todo, já que existe série histórica; **3.** Cruzar as informações da população projetada de Aracruz com o valor da relação populacional entre Vila do Riacho e Aracruz, para encontrar a população de Vila do Riacho no futuro.

Para o cálculo das projeções da população ao longo do tempo no município de Aracruz foram utilizados três métodos diferentes e mais comuns, sendo eles:

- Método aritmético;
- Método geométrico;
- Método da curva logística.

O número de habitantes de Aracruz em 1991, 2000 e 2010, retirados de seus respectivos CENSOS, foram relacionados à P0, P1 e P2, respectivamente, sendo

essas as variáveis empregadas nas fórmulas dos métodos de projeção citados anteriormente, conforme pode-se observar na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** abaixo:

**Tabela 3:** População de Aracruz empregada nos métodos.

Ano	População de Aracruz (hab.)	Virável Equivalente
1991	52.433	P0
2000	64.391	P1
2010	81.832	P2

Fonte: Autor (2022).

#### 4.2.1. Método aritmético

O Método Aritmético pressupõe a adoção de uma taxa de crescimento constante, sendo a projeção obtida a partir dos dados censitários existentes conforme equações (2) e (3):

$$P_t = K_a(t - t_2) + P_2 \quad (2)$$

$$K_a = \frac{(P_2 - P_1)}{(t_2 - t_1)} \quad (3)$$

Onde:

Ka: Taxa de crescimento aritmética;

Pt: População de projeto (habitantes);

P1: População inicial conhecida (habitantes);

P2: População final conhecida (habitantes);

t: Ano de final de projeto;

t1: Ano inicial conhecido;

t2: Ano final conhecido.

#### 4.2.2. Método geométrico

O Método Geométrico pressupõe que o crescimento da população e da taxa de crescimento sejam proporcionais em todos intervalos de tempo e proporcionais à

população existente em um determinado período, sendo que a metodologia empregada é definida, a seguir, conforme equações (4) e (5):

$$Pt = P_2 \times e^{Kg(t-t_2)} \quad (4)$$

$$Kg = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} \quad (5)$$

Onde:

Kg: Taxa de crescimento geométrica;

Pt: População de projeto (habitantes);

P<sub>1</sub>: População inicial conhecida (habitantes);

P<sub>2</sub>: População final conhecida (habitantes);

t: Ano de final de projeto;

t<sub>1</sub>: Ano do penúltimo censo considerado;

t<sub>2</sub>: Ano do último censo considerado.

#### 4.2.3. Método da curva logística

Admite-se neste caso, que o crescimento da população obedece a relação matemática do tipo curva logística, na qual a população cresce assintoticamente em função do tempo para um valor limite de saturação. Assim, conforme equações (6), (7), (8) e (9):

$$t_1 - t_0 = t_2 - t_1, P_0 < P_1 < P_2, P_0 P_2 < P_1^2$$

Temos:

$$Pt = \frac{Ps}{1 + C \times e^{[K_1 \times (t - t_0)]}} \quad (6)$$

$$Ps = \frac{2P_0 P_1 P_2 - (P_1)^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - (P_1)^2} \quad (7)$$

$$C = \frac{(Ps - P_0)}{P_0} \quad (8)$$

$$K_1 = \frac{1}{t_2 - t_1} \times \ln \left[ \frac{P_0 \times (Ps - P_1)}{P_1 \times (Ps - P_0)} \right] \quad (9)$$

Onde:

Ps: População de saturação da área;

Pt: População de projeto (habitantes);

P<sub>0</sub>: População inicial conhecida (habitantes);

P<sub>1</sub>: População intermediária conhecida (habitantes);

P<sub>2</sub>: População final conhecida (habitantes);

t: Ano de final de projeto;

t<sub>0</sub>: Ano inicial conhecido;

t<sub>1</sub>: Ano intermediário conhecido;

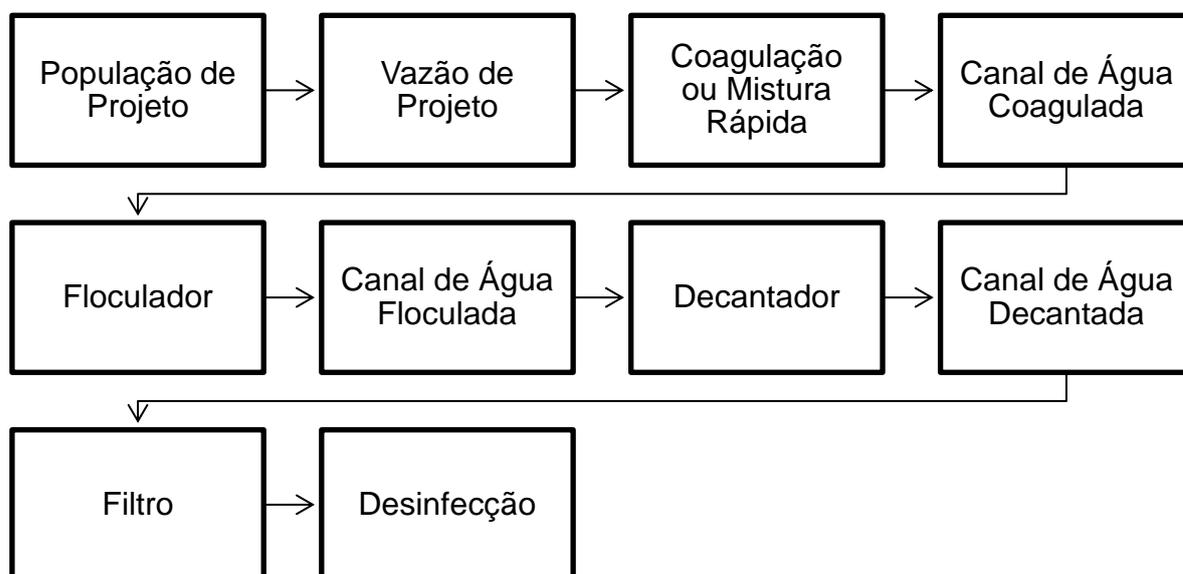
t<sub>2</sub>: Ano final conhecido.

#### 4.3. DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO

Para o dimensionamento, este trabalho utilizou como guia o NBR 12216 (ABNT, 1992) onde constam as exigências técnicas e recomendações a serem seguidas neste tipo de projeto. Além disso, foram utilizados como base teórica para todos os cálculos hidráulicos das unidades componentes da ETA os trabalhos de diversos autores já estabelecidos na literatura, dentre os quais é possível citar principalmente:

- DI BERNARDO E DANTAS (1993);
- VIANNA (1992);
- LIBÂNIO (2010);
- RICHTER E NETTO (1991);
- HELLER E PÁDUA (2010).

O redimensionamento das unidades componentes da ETA será projetado etapa por etapa, seguindo o esquema abaixo:

**Esquema 1:** Etapas para dimensionamento da ETA.

Fonte: Autor (2022).

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1. PROJEÇÃO POPULACIONAL

#### 5.1.1. Relação populacional Aracruz-Vila do Riacho

Para encontrar a relação entre a população total de Aracruz e a população da comunidade de Vila do Riacho, utilizou-se dos valores fornecidos pelo IBGE no seu último CENSO de 2010.

Dessa forma, utilizando os dados apresentados anteriormente na Tabela 1, onde:

Rp: Relação entre a população de Aracruz e Vila do Riacho para o ano de 2010 (%);

Pa: População de Aracruz;

Pv: População de Vila do Riacho.

Temos:

$$Rp = (Pv/Pa) * 100 \cong 7\% \quad (1)$$

Assim, adotando uma razoável aproximação na qual, a relação percentual entre as populações de Aracruz e Vila do Riacho se manteve contínua ao longo do tempo, ou seja, em que a população de Vila do Riacho no horizonte de projeto no ano de 2045 continuaria equivalente a aproximadamente 7% da população de Aracruz, como no ano de 2010, pode-se seguir para a próxima etapa, a do cálculo, utilizando os métodos apresentados pela literatura.

#### 5.1.2. Resultado dos Métodos de Projeção

Na Tabela 4 estão listados os resultados para a população de Aracruz dos métodos de projeção populacional apresentados anteriormente.

**Tabela 4:** Resultado dos Métodos de Projeção para a população de Aracruz.

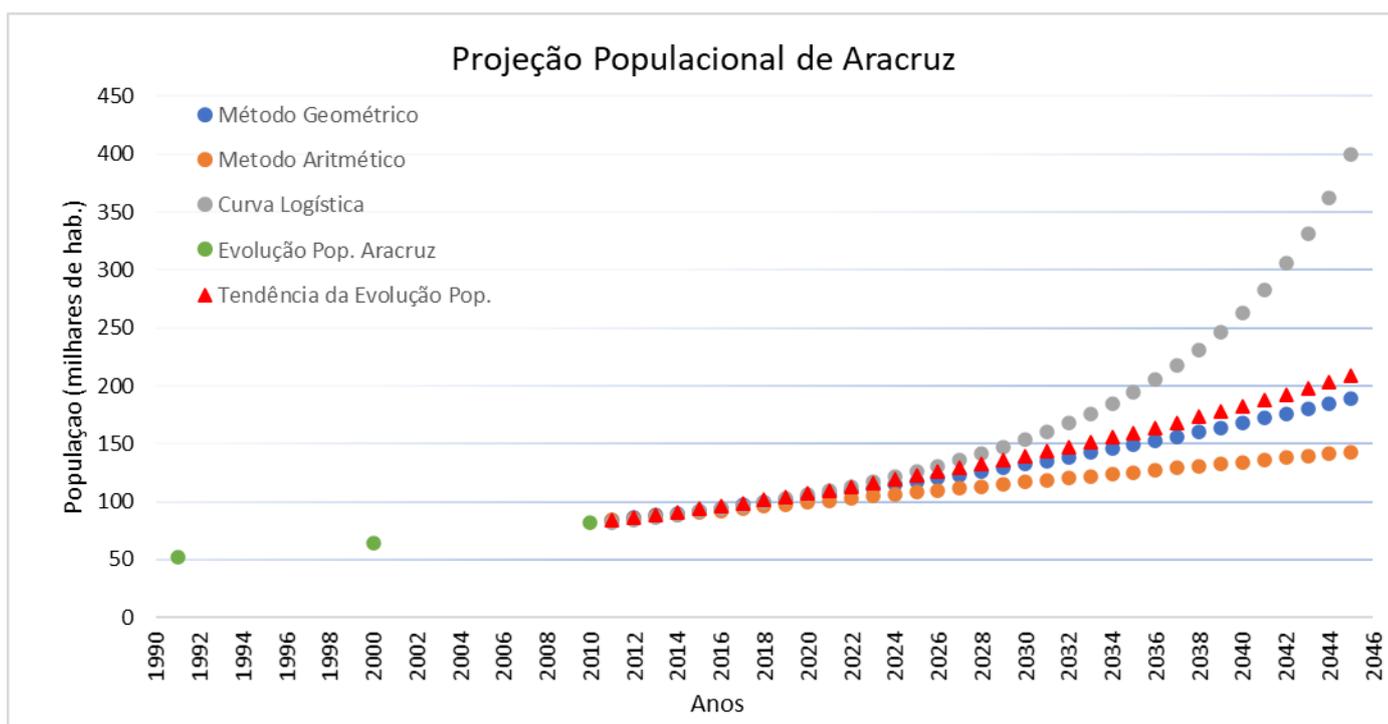
Metodo Aritmético		Método Geométrico		Curva Logística	
Ka	1744,100	Kg	0,024	Ps	-28548,033
Ano	População	Ano	População	C	-1,544
2011	83576	2011	83817	K1	-0,007
2012	85320	2012	85850	Ano	População
2013	87064	2013	87933	2011	81832
2014	88808	2014	90066	2012	84024
2015	90553	2015	92251	2013	86321
2016	92297	2016	94489	2014	88730
2017	94041	2017	96781	2015	91260
2018	95785	2018	99129	2016	93920
2019	97529	2019	101534	2017	96720
2020	99273	2020	103997	2018	99671
2021	101017	2021	106520	2019	102787
2022	102761	2022	109104	2020	106080
2023	104505	2023	111751	2021	109566
2024	106249	2024	114462	2022	113264
2025	107994	2025	117238	2023	117192
2026	109738	2026	120083	2024	121374
2027	111482	2027	122996	2025	125833
2028	113226	2028	125979	2026	130599
2029	114970	2029	129036	2027	135704
2030	116714	2030	132166	2028	141185
2031	118458	2031	135372	2029	147086
2032	120202	2032	138656	2030	153457
2033	121946	2033	142020	2031	160356
2034	123690	2034	145465	2032	167851
2035	125435	2035	148994	2033	176022
2036	127179	2036	152608	2034	184966
2037	128923	2037	156310	2035	194798
2038	130667	2038	160102	2036	205655
2039	132411	2039	163986	2037	217707
2040	134155	2040	167964	2038	231163
2041	135899	2041	172039	2039	246282
2042	137643	2042	176213	2040	263392
2043	139387	2043	180487	2041	282915
2044	141131	2044	184866	2042	305400
2045	142876	2045	189350	2043	331573
				2044	362423
				2045	399328

Fonte: Autor (2022).

### 5.1.3. Escolha do método

Para analisar qual método se encaixa melhor, plotou-se as três curvas num mesmo gráfico, utilizando o Microsoft Office Excel. Para facilitar a tomada de decisão, foi plotado também uma quarta curva, à qual seus três primeiros pontos são os valores reais da população de Aracruz nos anos de 1991, 2000 e 2010. Em seguida, foi gerada uma Curva de Tendência em cima dessa quarta curva, para observar qual das outras curvas mais se assemelharia a ela e, assim, ajudar na escolha do método a ser adotado. Para gerar essa curva de tendência, encontrou-se o valor do crescimento médio anual populacional em Aracruz (aproximadamente 2,7% ao ano) utilizando os dados dos últimos CENSOS e pressupôs-se que tal crescimento se mantivesse constante nos anos seguintes. Segue, abaixo, o gráfico com as curvas.

**Gráfico 1:** Projeção Populacional de Vila do Riacho.



Fonte: Autor (2022).

É possível observar que, a Curva de Tendência ficou entre as curvas do Método Geométrico e da Curva Logística, se colocando mais próxima à curva do Método Geométrico. É possível observar que a curva mais distante da tendência é a do Método Aritmético, o que é razoável, pois, estatisticamente falando, o Método Aritmético se aplica melhor para pequenos intervalos de estimativa populacional (5 anos ou menos).

Conforme aponta o **Gráfico 1**, a curva que parece mais adequada é a do Método Geométrico. Para auxiliar na tomada de decisão de forma a embasar melhor a escolha, utilizou-se como comparação a projeção populacional do Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB) do Município de Aracruz, de 2016, que também projetou até o ano de 2045.

Segundo o PMSB de Aracruz, em 2045, estima-se que a população residente do município, desconsiderando a população flutuante, seja de 186.660 habitantes, valor bastante próximo do apontado pelo Método Geométrico, que seria de 189.350 habitantes. Dessa forma, levando em conta o que foi discutido, assume-se de forma razoável que o método mais adequado ao caso estudado é o Método Geométrico, sendo este portanto o escolhido.

## 5.2. MEMORIAL DE CÁLCULO DAS UNIDADES DE TRATAMENTO DA ETA

A ETA será dimensionada para atender a comunidade de Vila do Riacho em Aracruz - ES durante um período mínimo de 20 anos sem que ocorra o subdimensionamento das unidades projetadas para o horizonte de tempo do projeto.

É relevante mencionar que os valores aqui explicitados como *adotados* foram empregados por escolha do autor, buscando alcançar nos cálculos os valores necessários para atendimento das normas.

Uma representação visual simplificada das unidades da ETA calculadas neste capítulo está apresentada no anexo deste trabalho.

### 5.2.1. População de projeto (Pp)

Dadas as seguintes informações:

- População de Aracruz em 2045 (Pa): 189.350 habitantes (estimado);
- Relação entre as populações Aracruz e Vila do Riacho: 7 % (CENSO IBGE, 2010).

Temos que a população de projeto de Vila do Riacho no ano final é:

$$Pp = Pa * 0,07 \cong 13255 \text{ hab.} \quad (10)$$

### 5.2.2. Vazão de projeto da ETA (Qp)

Dadas as seguintes informações:

- Consumo per capita total (q): 140,38 L/hab\*dia (Aracruz, 2016);
- Tempo de funcionamento diário da ETA ( $T_{eta}$ ): 16 horas (adotado);
- Coeficiente do dia de maior consumo ( $K_1$ ): 1,2 (adotado);
- Coeficiente de correção relacionado à perda em processos da ETA (c): 1,02 (SAAE, 2022);
- Percentual de perda na rede (Pr): 28,15 % (SAAE, 2022).

Para achar o consumo per capita corrigido (q'), faz-se:

$$q' = \frac{q}{1 - \left(\frac{Pr}{100}\right)} \quad (11)$$

$$q' \cong 195,38 \frac{L}{hab * dia}$$

Assim, temos a vazão de projeto ( $Qp$ ) em metros cúbicos por dia:

$$Qp = Pp * q' * K_1 * c \quad (12)$$

$$Qp \cong 3169,86 \frac{m^3}{d}$$

Convertendo as unidades, considerando as 16h de funcionamento da ETA:

$$Qp = \frac{3169,86}{(16 * 60 * 60)}$$

$$Qp = 0,05503 \frac{m^3}{s} = 55,03 \frac{L}{s}$$

Para melhor visualizar a relação População x Vazão de Projeto, segue Tabela 5 com a população e as vazões ano a ano para Vila do Riacho até 2045:

**Tabela 5:** População e Vazão ano a ano para Vila do Riacho.

<b>Ano</b>	<b>2011</b>	<b>2012</b>	<b>2013</b>	<b>2014</b>	<b>2015</b>	<b>2016</b>	<b>2017</b>	<b>2018</b>	<b>2019</b>	<b>2020</b>
Pop.	5868	6010	6156	6305	6458	6615	6775	6940	7108	7280
Vazão (L/s)	24,36	24,95	25,56	26,18	26,81	27,46	28,13	28,81	29,51	30,23
<b>Ano</b>	<b>2021</b>	<b>2022</b>	<b>2023</b>	<b>2024</b>	<b>2025</b>	<b>2026</b>	<b>2027</b>	<b>2028</b>	<b>2029</b>	<b>2030</b>
Pop.	7457	7638	7823	8013	8207	8406	8610	8819	9033	9252
Vazão (L/s)	30,96	31,71	32,48	33,27	34,07	34,90	35,75	36,61	37,50	38,41
<b>Ano</b>	<b>2031</b>	<b>2032</b>	<b>2033</b>	<b>2034</b>	<b>2035</b>	<b>2036</b>	<b>2037</b>	<b>2038</b>	<b>2039</b>	<b>2040</b>
Pop.	9477	9706	9942	10183	10430	10683	10942	11208	11480	11758
Vazão (L/s)	39,35	40,30	41,28	42,28	43,30	44,35	45,43	46,53	47,66	48,82
<b>Ano</b>	<b>2041</b>	<b>2042</b>	<b>2043</b>	<b>2044</b>	<b>2045</b>					
Pop.	12043	12335	12635	12941	13255					
Vazão (L/s)	50,00	51,21	52,46	53,73	55,03					

Fonte: Autor (2022).

### 5.3. MISTURA RÁPIDA DO TIPO CALHA PARSHALL

Esse tipo medidor de vazão também conhecido como medidor Parshall é desenvolvido em tamanhos padronizados, onde de acordo com a vazão de projeto podemos escolher o tamanho da garganta para a calha Parshall.

#### 5.3.1. Seleção da calha Parshall como unidade de Mistura Rápida

Para a vazão de 55,03 L/s (0,05503 m<sup>3</sup>/s) foi selecionada uma calha Parshall com garganta de 9" (22,9 cm), pois segundo DI BERNARDO E DANTAS (1993) temos que:

Para uma vazão com escoamento livre que esteja entre 2,5 e 252,0 L/s, a garganta é  $W = 9'' = 22,9$  cm, conforme tabela abaixo.

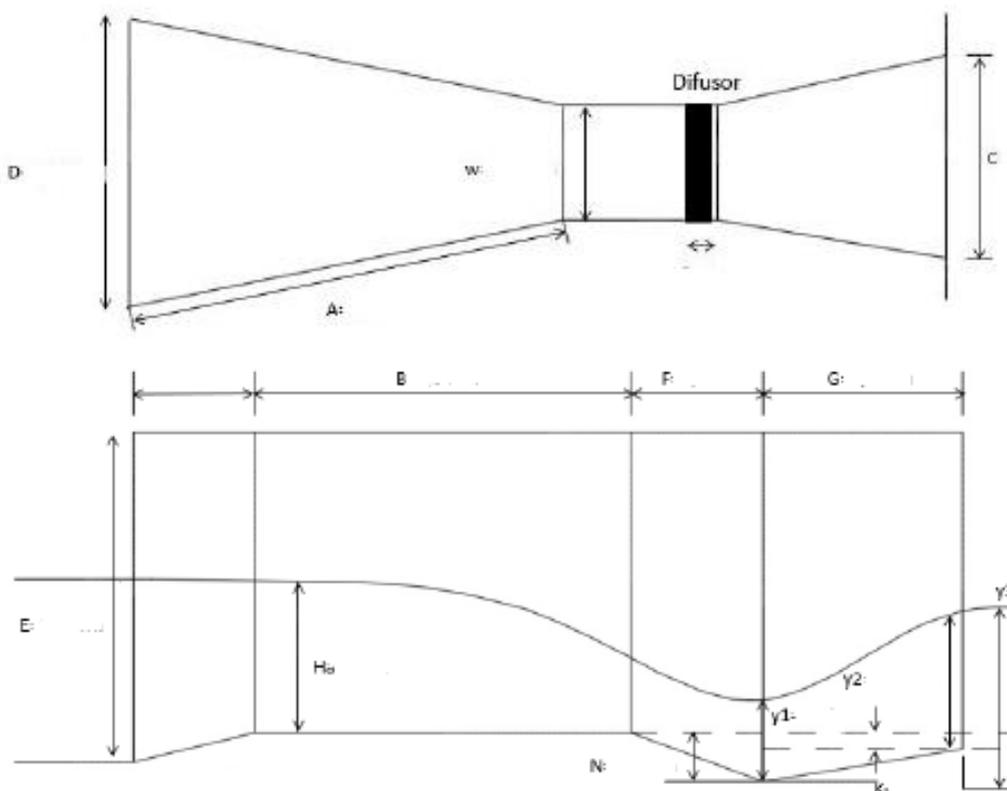
**Tabela 6:** Dimensões padronizadas da calha Parshall.

W (Pol.)	W (cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y	Vazão (L/s)
9"	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	76,3	30,5	45,7	7,6	11,4	5,1	7,6	2,5 – 252,0

**Fonte:** Adaptado de DI BERNARDO E DANTAS (1993).

As dimensões do medidor Parshall esquematizado na **Tabela 6**, são mostrados na **Figura 2** abaixo.

**Figura 2:** Representação esquemática do formato e das dimensões de uma Calha Parshall.



Fonte: Autor (2022)

### 5.3.2. Altura de água ( $H_0$ ) e da velocidade de escoamento ( $v_0$ ) na seção de medição de vazão

Conforme a Equação de Descarga (13), aplicável para um medidor Parshall de garganta  $W = 9''$  (DI BERNARDO E DANTAS, 1993), temos:

$$Q = 2,2 * W * H_0^{1,53} \quad (13)$$

Onde:

Q: vazão de projeto ( $Q_p$ ), em  $m^3/s$ ;

W: largura da garganta, em m;

$h_0$ : altura da lâmina d'água, em m.

Logo:

$$H_0 = \left( \frac{Q_p}{2,2 * W} \right)^{1/1,53} \quad (14)$$

$$H_0 \cong 0,23$$

- Largura na seção de medição, em m:

$$D' = \frac{2}{3} * (D - W) + W \quad (15)$$

Onde:

D: dimensão padronizada para a calha Parshall, em m;

D': largura na seção de medida, em m.

Logo:

$$D' \cong 0,46 \text{ m}$$

- Velocidade da água em m/s:

$$v_0 = Qp / (D' * H_0) \quad (16)$$

$$v_0 \cong 0,53 \text{ m/s}$$

### 5.3.3. Cálculo da energia total disponível (E0)

Buscando a altura da lâmina d'água no início do ressalto, busca-se a energia total disponível:

$$E_0 = H_0 + \left( \frac{v_0^2}{2 * g} \right) + N \quad (17)$$

Onde:

N: dimensão padronizada para o medidor Parshall, em m;

g: aceleração da gravidade = 9,81 m/s<sup>2</sup>, logo:

$$E_0 \cong 0,354 \text{ m}$$

### 5.3.4. Cálculo do ângulo fictício (φ)

$$\text{Cos} \varphi = \frac{-g * Qp}{W * (0,67 * g * E_a)^{1,5}} \quad (18)$$

$$\text{Cos} \varphi \cong -0,663$$

$$\varphi \cong 2,296 \text{ radianos}$$

### 5.3.5. Cálculo da velocidade de escoamento (v1)

$$v1 = 2 * \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) * \left(\frac{2 * g * E_a}{3}\right)^{1/2} \quad (19)$$

$$v1 \cong 2,19 \text{ m/s}$$

### 5.3.6. Cálculo da altura de água no início do ressalto (Y1)

$$Y1 = E0 - \left(\frac{v1^2}{2 * g}\right) \quad (20)$$

$$Y1 \cong 0,109 \text{ m}$$

### 5.3.7. Cálculo do número de Froude (Fr1)

O número de Froude será o indicador responsável por apontar a característica hidráulica de análise do ponto de vista da mistura, ou seja, o valor encontrado deve estar dentro dos valores exigidos, caso contrário deve-se alterar a escolha da Calha Parshall e repetir o processo.

$$Fr1 = v1 / (\sqrt{g * Y1}) \quad (21)$$

$$Fr1 \cong 2,128$$

Como  $Fr1 < 2,5$ , o ressalto é classificado como Ressalto Hidráulico Fraco, no qual pouca energia é dissipada. Além disso, como  $Fr1 > 1$ , o regime é classificado como Super Crítico.

Segundo DI BERNARDO E DANTAS (1993), o número de Froude no ressalto deve estar entre 1,7 e 2,5 ou entre 4,5 e 9,0, logo,  $Fr1$  está dentro do recomendado.

### 5.3.8. Altura conjugada do ressalto (Y3) e altura no final do ressalto (Y2)

$$Y3 = (Y1/2) * \{[1 + (8 * Frc^2)]^{\frac{1}{2}} - 1\} \quad (22)$$

$$Y3 \cong 0,277 \text{ m}$$

$$Y2 = Y3 - (N - K) \quad (23)$$

$$Y2 \cong 0,239 \text{ m}$$

### 5.3.9. Cálculo da velocidade de escoamento na saída do trecho (v2)

$$v2 = Qp / (H2 * C) \quad (24)$$

Onde:

C: dimensão padronizada para a calha Parshall (**Tabela 6**).

$$v2 \cong 0,6 \text{ m/s}$$

### 5.3.10. Cálculo da perda de carga (J1)

$$J1 = H0 + N - H3 \quad (25)$$

$$J1 \cong 0,063 \text{ m}$$

Onde:

N: dimensão padronizada para o medidor Parshall (**Tabela 6**).

### 5.3.11. Tempo médio de detenção da água no trecho ou tempo médio de mistura (T1)

$$T1 = \frac{G}{\left(\frac{v1+v2}{2}\right)} \quad (26)$$

$$T1 \cong 0,3 \text{ s}$$

Onde:

G: dimensão padronizada para o medidor Parshall (**Tabela 6**)

### 5.3.12. Cálculo do gradiente de velocidade médio na calha Parshall (Gv1)

Segundo Di Bernardo (1993), o gradiente de velocidade médio em um canal à uma temperatura de 25°C se dá pela equação abaixo:

$$Gv1 = \sqrt{(\gamma * J1) / (\mu * T1)} \quad (27)$$

Onde:

Peso específico da água ( $\gamma$ ): 9780 N/m<sup>3</sup>;

Viscosidade dinâmica da água ( $\mu$ ): 0,891\*10<sup>-3</sup> N\*s/m<sup>2</sup>.

Assim, temos:

$$Gv1 \cong 1458,24 \text{ s}^{-1}$$

De acordo com a NBR 12216:1992 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, deve ser observada a seguinte orientação: a dispersão de coagulantes metálicos hidrolisáveis deve ser feita a gradientes de velocidade compreendidos entre 700 s<sup>-1</sup> e 1100 s<sup>-1</sup>, em um tempo de mistura não superior a 5 s;

O tempo de mistura condiz com a norma, já o gradiente de velocidade ultrapassou o limite, mas não acarretará grandes prejuízos, pois, o principal parâmetro para o dimensionamento da unidade de mistura rápida é o baixo tempo de mistura, além do número de Froude, apontando um ressaltado do tipo que garante uma boa mistura do coagulante.

### 5.3.13. Calha de distribuição de coagulante

A calha de distribuição de coagulante é responsável por lançar o coagulante, através da ação da gravidade, antes do ressalto, ou seja, na região da garganta da Calha Parshall, para que o mesmo seja dissolvido de forma mais eficiente através da turbulência criada.

Adotou-se:

Comprimento do difusor (L1): 0,229 m (equivalente ao tamanho da garganta);

Concentração do Coagulante (C1): 10% = 130 g/L (adotado);

Dosagem do coagulante (d1): 20 mg/L (adotado);

Número de orifícios na calha (n1): 3 (adotado);

Diâmetro dos orifícios (D1): 5 mm = 0,05 m (adotado).

- Vazão de coagulante (Q1)

$$Q1 = \frac{Qp \cdot d1}{c1} \quad (28)$$

$$Q1 \cong 507 \text{ mL/min}$$

- Vazão em cada orifício (Q2)

$$Q2 = \frac{Q1}{n1} \quad (29)$$

$$Q2 \cong 169 \text{ mL/min}$$

- Velocidade nos orifícios (v3)

$$v3 = \frac{Q2}{\pi \cdot \left(\frac{D1}{2}\right)^2} \quad (30)$$

$$v3 \cong 0,14 \text{ m/s}$$

#### 5.4. CANAL DE ÁGUA COAGULADA

Para o dimensionamento deste canal, leva-se em consideração os dados da mistura rápida e os citados a seguir:

Coeficiente de rugosidade do concreto ( $r_1$ ) = 0,013;

Folga na profundidade do canal ( $f_1$ ) = 0,5 m (adotado);

Largura do canal ( $B_2$ ) = 0,4 (aproximadamente a largura da saída da calha);

Comprimento do canal ( $L_2$ ) = 3 m (adotado).

Neste canal, é imprescindível que a água coagulada não demore muito tempo até adentrar a unidade de floculação, já que a consolidação dos flocos não deve ocorrer no canal pois pode acarretar em problemas na eficiência. A NBR 12216:92 exige que o tempo de detenção no canal de água coagulada seja menor que 1 minuto.

- **Profundidade do canal ( $H_1$ ):**

$$H_1 = Y_2 + f_1 \quad (31)$$

$$H_1 \cong 0,75 \text{ m}$$

- **Velocidade no canal ( $v_4$ ):**

$$v_4 = \frac{Q_p}{Y_2 * B_2} \quad (32)$$

$$v_4 \cong 0,6 \text{ m/s}$$

- **Tempo de Detenção Hidráulico ( $T_2$ ):**

$$T_2 = \frac{Y_2 * B_2 * L_2}{Q_p} \quad (33)$$

$$T_2 \cong 4,95 \text{ s}$$

Como o tempo entre a coagulação e a floculação está menor que 1 minuto ( $T_2 \leq 1$  min), está dentro do exigido pela NBR 12216/92.

- **Raio Hidráulico (Rh1):**

$$Rh1 = \frac{B2*Y2}{B2+(2*Y2)} \quad (34)$$

$$Rh1 \cong 0,106 \text{ m}$$

- **Perda de Carga (J2):**

$$J2 = L2 * \left( \frac{Qp*r1}{B2*Y2*Rh1^{2/3}} \right)^2 \quad (35)$$

$$J2 \cong 0,004 \text{ m}$$

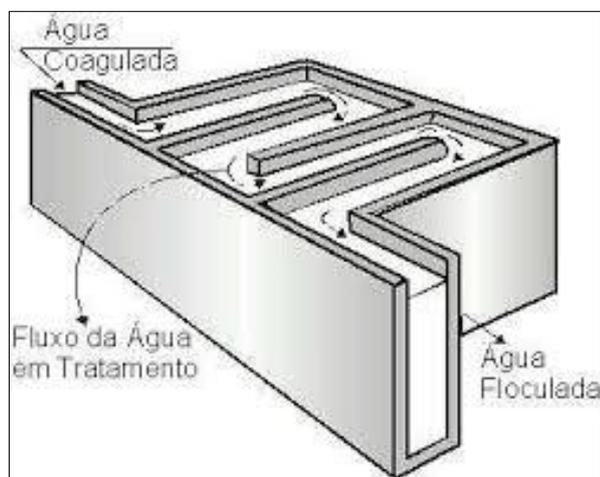
- **Gradiente de Velocidade (Gv2):**

$$Gv2 = \sqrt{\frac{\gamma*v4*J2}{\mu}} \quad (36)$$

$$Gv2 \cong 90,8 \text{ s}^{-1}$$

## 5.5. FLOCULADOR HIDRÁULICO DE CHICANAS DE FLUXO HORIZONTAL

**Figura 3:** Esquema de um Floculador de Fluxo Horizontal.



Fonte: Vianna (1992).

No projeto dos floculadores devem ser observadas as seguintes recomendações, segundo a NBR 12216 (ABNT, 1992):

- A velocidade da água ao longo das chicanas deve estar compreendida entre 0,30m/s, no início da floculação e 0,10 m/s no fim;
- Gradiente de velocidade deve ser de, no máximo,  $70 \text{ s}^{-1}$  no primeiro trecho e de, no mínimo,  $10 \text{ s}^{-1}$  no último trecho;
- O espaçamento mínimo entre chicanas fixas deverá ser de 0,60 m, este espaçamento poderá ser menor, desde que sejam dotadas de dispositivos para sua fácil remoção, tais como ranhuras na parede ou que seja prevista outra forma de limpeza além da manual (jatos d'água);
- O espaçamento entre a extremidade da chicana e a parede do canal, ou seja, a passagem livre entre duas chicanas consecutivas deve-se fazer igual a 1,5 vezes o espaçamento entre as chicanas. Equivale a dizer que a velocidade na passagem deve ser igual a  $2/3$  da velocidade no canal entre chicanas.

Parâmetros adotados:

Tempo de detenção hidráulico (T3): 20 min (NBR 12216);

Altura da lâmina d'água (h1): 0,8 m (adotado);

Largura do floculador (B3): 2 m (adotado).

### 5.5.1. Dimensões do floclador

- Volume do floclador ( $V1$ ):

$$V1 = Qp * T3 \quad (37)$$

$$V1 \cong 66,04 \text{ m}^3$$

- Área superficial do floclador ( $A1$ ):

$$A1 = V1/h1 \quad (38)$$

$$A1 \cong 82,55 \text{ m}^2$$

- Comprimento do floclador ( $L3$ ):

$$L3 = A1/B3 \quad (39)$$

$$L3 \cong 41,3$$

### 5.5.2. Parâmetros em cada trecho dos flocladores

O floclador escolhido possui 3 trechos com velocidade de escoamento decrescente entre eles, de 0,3 m/s no início até 0,1 m/s no final. Como a largura do floclador é de 2 m, logo, a largura dos trechos também será 2 m.

- Volume de cada trecho ( $Vt$ ):

$$Vt = V1/3 \quad (40)$$

$$Vt \cong 22 \text{ m}^3$$

- Área superficial de cada trecho ( $At$ ):

$$At = A1/3 \quad (41)$$

$$At \cong 27,5 \text{ m}^2$$

- Comprimento de cada trecho ( $Lt$ ):

$$Lt = L3/3 \quad (42)$$

$$Lt \cong 13,7 \text{ m}$$

- Tempo de detenção para cada trecho ( $T3t$ ):

$$T3t = \frac{T3}{3} \quad (43)$$

$$T3t = 6,67 \text{ min} = 400 \text{ s}$$

### 5.5.3. Velocidade em cada trecho

Conforme mencionado anteriormente, para atender o exigido pela NBR 12216/1992, as velocidades adotadas nos trechos 1, 2 e 3 do floculador foram, respectivamente:

- $Vf1 = 0,20 \text{ m/s}$
- $Vf2 = 0,15 \text{ m/s}$
- $Vf3 = 0,10 \text{ m/s}$

### 5.5.4. Area da seção entre as chicanas, por trecho ( $Ac$ )

$$Ac = Qp/Vf \quad (44)$$

- Trecho 1:

$$Ac1 = Qp/Vf1$$

$$Ac1 \cong 0,275 \text{ m}^2$$

- Trecho 2:

$$Ac2 = Qp/Vf2$$

$$Ac2 \cong 0,367 \text{ m}^2$$

- Trecho 3:

$$Ac3 = Qp/Vf3$$

$$Ac3 \cong 0,55 \text{ m}^2$$

### 5.5.5. Espaçamento entre as chicanas, por trecho ( $Ec$ )

$$Ec = Ac/h1 \quad (45)$$

- Trecho 1:

$$Ec1 = Ac1/h1$$

$$Ec1 \cong 0,344 \text{ m}$$

- Trecho 2:

$$Ec2 = Ac2/h1$$

$$Ec2 \cong 0,459 \text{ m}$$

- Trecho 3:

$$Ec3 = Ac3/h1$$

$$Ec3 \cong 0,688 \text{ m}$$

### 5.5.6. Número de chicanas, por trecho (Nc)

$$Nc = \frac{Lt}{Ec} - 1 \quad (46)$$

- Trecho 1:

$$Nc1 = \frac{Lt}{Ec1} - 1$$

$$Nc1 = 39$$

- Trecho 2:

$$Nc2 = \frac{Lt}{Ec2} - 1$$

$$Nc2 = 29$$

- Trecho 3:

$$Nc3 = \frac{Lt}{Ec3} - 1$$

$$Nc3 = 19$$

### 5.5.7. Velocidade média de escoamento nas curvas das chicanas, por trecho (Vc)

$$Vc = \frac{2}{3} * Vf \quad (47)$$

- Trecho 1:

$$Vc1 = \frac{2}{3} * Vf1$$

$$Vc1 \cong 0,13 \text{ m/s}$$

- Trecho 2:

$$Vc2 = \frac{2}{3} * Vf2$$

$$Vc2 = 0,10 \text{ m/s}$$

- Trecho 3:

$$Vc3 = \frac{2}{3} * Vf3$$

$$Vc3 \cong 0,067 \text{ m/s}$$

#### 5.5.8. Distância da extremidade da chicana à parede (tamanho da abertura), por trecho (Dc)

$$Dc = \frac{Qp}{h1 * Vc} \quad (48)$$

- Trecho 1:

$$Dc1 = \frac{Qp}{h1 * Vc1}$$

$$Dc1 \cong 0,516 \text{ m}$$

- Trecho 2:

$$Dc2 = \frac{Qp}{h1 * Vc2}$$

$$Dc2 \cong 0,688 \text{ m}$$

- Trecho 3:

$$Dc2 = \frac{Qp}{h1 * Vc2}$$

$$Dc2 \cong 1,032 \text{ m}$$

#### 5.5.9. Distância percorrida pela água, por trecho (Dp)

$$Dp = Vf * T3t \quad (49)$$

- Trecho 1:

$$Dp1 = Vf1 * T3t$$

$$Dp1 = 80 \text{ m}$$

- Trecho 2:

$$Dp2 = Vf2 * T3t$$

$$Dp2 = 60 \text{ m}$$

- Trecho 3:

$$Dp3 = Vf3 * T3t$$

$$Dp3 = 40 \text{ m}$$

#### 5.5.10. Perda de carga nas curvas das chicanas, por trecho (Jf)

$$Jf = \frac{(Nc+1)*Vf^2 + Nc*Vc^2}{2g} \quad (50)$$

- Trecho 1:

$$Jf1 = \frac{(Nc1 + 1) * Vf1^2 + Nc1 * Vc1^2}{2g}$$

$$Jf1 \cong 0,0023 \text{ m}$$

- Trecho 2:

$$Jf2 = \frac{(Nc2 + 1) * Vf2^2 + Nc2 * Vc2^2}{2g}$$

$$Jf2 \cong 0,0008 \text{ m}$$

- Trecho 3:

$$Jf3 = \frac{(Nc3 + 1) * Vf3^2 + Nc3 * Vc3^2}{2g}$$

$$Jf3 \cong 0,0002 \text{ m}$$

#### 5.5.11. Raio hidráulico na abertura das chicanas, por trecho (Rh)

$$Rh = \frac{Am}{Pm} \quad (51)$$

$$Rh = \frac{(Ec * h1)}{[Ec + (2 * h1)]}$$

Onde:

Am: Área molhada, em m<sup>2</sup>;

Pm: Perímetro molhado, em m.

- Trecho 1:

$$Rhf1 = \frac{(Ec1 * h1)}{[Ec1 + (2 * h1)]}$$

$$Rhf1 \cong 0,142 \text{ m}$$

- Trecho 2:

$$Rhf2 = \frac{(Ec2 * h1)}{[Ec2 + (2 * h1)]}$$

$$Rhf2 \cong 0,178 \text{ m}$$

- Trecho 3:

$$Rhf3 = \frac{(Ec3 * h1)}{[Ec3 + (2 * h1)]}$$

$$Rhf3 \cong 0,241 \text{ m}$$

#### 5.5.12. Perda de carga entre as chicanas, por trecho (Jx):

De acordo com Fair et al. (1968) e adotando chicanas removíveis de madeira, as perdas de cargas por atrito entre chicanas resulta em:

$$Jx = \frac{(Vf * r2)^2 * Dp}{Rhf^{\frac{3}{4}}} \quad (52)$$

Onde:

Coeficiente de rugosidade para a madeira (r2): 0,010.

- Trecho 1:

$$Jx1 = \frac{(Vf1 * r2)^2 * Dp1}{Rhf1^{\frac{3}{4}}}$$

$$Jx1 \cong 0,0014 \text{ m}$$

- Trecho 2:

$$Jx2 = \frac{(Vf2 * r2)^2 * Dp2}{Rhf2^{\frac{3}{4}}}$$

$$Jx2 \cong 0,0009 \text{ m}$$

- Trecho 3:

$$Jx3 = \frac{(Vf3 * r2)^2 * Dp3}{Rhf3^{\frac{3}{4}}}$$

$$Jx2 \cong 0,0005 \text{ m}$$

### 5.5.13. Perda de carga total, por trecho (JT)

$$JT = Jf + Jx \quad (53)$$

- Trecho 1:

$$JT1 = Jf1 + Jx1$$

$$JT1 \cong 0,1183 \text{ m}$$

- Trecho 2:

$$JT2 = Jf2 + Jx2$$

$$JT2 \cong 0,0501 \text{ m}$$

- Trecho 3:

$$JT3 = Jf3 + Jx3$$

$$JT3 \cong 0,0150 \text{ m}$$

### 5.5.14. Gradiente de velocidade médio no floculador, por trecho (Gf)

Agora para o floculador, temos:

$$Gf = \sqrt{(\gamma * JT) / (\mu * T3t)} \quad (54)$$

- Trecho 1:

$$Gf1 = \sqrt{(\gamma * JT1) / (\mu * T3t)}$$

$$Gf1 \cong 56,96 \text{ s}^{-1}$$

- Trecho 2:

$$Gf2 = \sqrt{(\gamma * JT2) / (\mu * T3t)}$$

$$Gf2 \cong 37,06 \text{ s}^{-1}$$

- Trecho 3:

$$Gf3 = \sqrt{(\gamma * JT3) / (\mu * T3t)}$$

$$Gf3 \cong 20,26 \text{ s}^{-1}$$

## 5.6. CANAL DE ÁGUA FLOCULADA

Segundo a NBR 12216/1992, as velocidades médias ao longo do escoamento no canal de água floculada devem estar entre 0,1 e 0,3 m/s e os gradientes de velocidade através das comportas de passagem para o decantador inferiores a  $20 \text{ s}^{-1}$ , para que não haja a quebra do floco antes de adentrar a zona de decantação. Como o projeto prevê dois decantadores, teremos também dois canais de água floculada, que serão alimentados por metade da vazão cada canal.

Para dimensionar o canal, adotaram-se as seguintes premissas:

Número de decantadores ( $n_2$ ): 2 (NBR 12216:92);

Velocidade nos canais ( $v_6$ ): 0,15 m/s (NBR 12216:92);

Número de comportas por canal ( $n_3$ ): 2 (adotado);

Comprimento dos canais ( $L_4$ ): 3,6 m (equivalente à largura do decantador);

Lado da comporta quadrada ( $L_{k1}$ ): 0,3 m (adotado);

Altura da lâmina d'água ( $h_2$ ): 0,8 m (adotado).

- **Posicionamento das comportas ao longo do canal**

As comportas ficaram distribuídas de forma equivalente no canal, ou seja, cada uma delas cobrirá uma mesma distância do comprimento do canal. Para isso, elas serão posicionadas no primeiro quarto e no terceiro quarto do comprimento, conforme cálculo abaixo:

$$\text{Posição 1ª Comporta} = \frac{1}{4} * L_4$$

$$\text{Posição 1ª Comporta} = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Posição 2ª Comporta} = \frac{3}{4} * L_4$$

$$\text{Posição 2ª Comporta} = 2,7 \text{ m}$$

Logo, a primeira comporta está aos 0,9 m de canal e a segunda estará aos 2,7 metros de canal, de forma que cada uma cubra distâncias iguais do comprimento.

### 5.6.1. Vazões no Canal

- **Vazão em cada canal (Q3)**

$$Q3 = \frac{Qp}{n2} \quad (55)$$

$$Q3 \cong 0,0275 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Vazão em cada comporta (Q4):**

$$Q4 = \frac{Q3}{n3} \quad (56)$$

$$Q4 \cong 0,0137 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 5.6.2. Áreas da seção nos trechos do canal

- **Área da seção inicial (Ai)**

$$Ai = \frac{Q3}{v6} \quad (57)$$

$$Ai \cong 0,183 \text{ m}^2$$

- **Área da seção final (Af)**

$$Af = \frac{Q4}{v6}$$

$$Af \cong 0,092 \text{ m}^2$$

### 5.6.3. Larguras do canal

- **Largura inicial (Bi) – Até 1,8 metros do comprimento do canal:**

$$Bi = \frac{Ai}{h2} \quad (58)$$

$$Bi \cong 0,229 \text{ m}$$

- **Largura final (Bf) – Após 1,8 metros do comprimento do canal.**

$$Bf = \frac{Af}{h2}$$

$$Bf \cong 0,114 \text{ m}$$

#### 5.6.4. Raio Hidráulico nos trechos do canal

- **Raio Hidráulico inicial (Rhi)**

$$Rhi = \frac{Bi * h2}{Bi + (2 * h2)} \quad (59)$$

$$Rhi \cong 0,100 \text{ m}$$

- **Raio Hidráulico final (Rhf)**

$$Rhi = \frac{Bf * h2}{Bf + (2 * h2)}$$

$$Rhf \cong 0,053 \text{ m}$$

#### 5.6.5. Gradiente de Velocidade nos trechos do canal

Sendo:

Massa específica da água à 25 °C ( $\rho$ ) = 997 Kg/m<sup>3</sup>

Temos:

- **Gradiente de velocidade inicial (Gvi)**

$$Gvi = n2 * Rhi^{-0,7} * v6^{1,5} * \sqrt{\frac{\rho g}{\mu}} \quad (60)$$

$$Gvi \cong 12,52 \text{ s}^{-1}$$

- **Gradiente de velocidade final (Gvf)**

$$Gvf = n2 * Rhf^{-0,7} * v6^{1,5} * \sqrt{\frac{\rho g}{\mu}}$$

$$Gvf \cong 19,43 \text{ s}^{-1}$$

Como o gradiente de velocidade no final do canal de água floculada é menor que o gradiente de velocidade no último trecho do floculador, garante-se a integridade do floco.

### 5.6.6. Comportas de Passagem

Adotando comportas quadradas de lados iguais ( $Lk1$ ), temos:

- **Área da seção da comporta ( $As1$ )**

$$As1 = Lk1^2 \quad (61)$$

$$As1 = 0,09 \text{ m}^2$$

- **Velocidade nas comportas ( $vk$ )**

$$vk = \frac{Q4}{As1} \quad (62)$$

$$vk = 0,15 \text{ m/s}$$

- **Raio Hidráulico da comporta ( $Rhk$ )**

$$Rhk = \frac{Lk1^2}{4 * Lk1} \quad (63)$$

$$Rhk = 0,075 \text{ m}$$

- **Gradiente de velocidade nas comportas ( $Gvk$ )**

$$Gvk = n2 * Rhk^{-0,7} * vk^{1,5} * \sqrt{\frac{\rho g}{\mu}} \quad (64)$$

$$Gvk \cong 15,78 \text{ s}^{-1}$$

- **Perda de carga (J3)**

Segundo VIANNA (1992), para o cálculo particular da perda de carga numa comporta, conhecendo-se a velocidade na passagem e no canal, é dado por:

$$J3 = \beta * \left( \frac{vk^2}{2g} \right) \quad (65)$$

Sendo o termo  $\beta$  definido por:

$$\beta = \varphi * \left( \frac{v6}{vk} \right)^2 + 1 + \theta \quad (66)$$

Onde os valores de  $\varphi$  e  $\theta$  são definidos experimentalmente e são 1,67 e 0,7, respectivamente.

Assim, temos:

$$\beta \cong 3,3079$$

Logo:

$$J3 \cong 0,0039 \text{ m}$$

## 5.7. DECANTADOR CONVENCIONAL DE FLUXO HORIZONTAL

De acordo com a norma da ABNT NBR 12216/1992 para a etapa de decantação temos que:

- Estações com capacidade superior a 10000 m<sup>3</sup>/dia, ou com período de funcionamento superior a 18 h/dia ou ainda em que os decantadores são mecanizados, devem contar pelo menos com duas unidades iguais de decantação;
- Não sendo possível proceder a ensaios de laboratório, as velocidades de sedimentação para o cálculo das taxas de aplicação em estações com capacidade superior a 10000 m<sup>3</sup>/dia é igual a 2,80 cm/min (40 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> x dia);
- Ser provido de descarga de fundo, dimensionada para esvaziamento notempo máximo de 6 h;
- A descarga do decantador deve situar-se preferencialmente na zona de maior acumulação de lodo;
- O fundo deve ter declividade mínima de 5% no sentido do ponto de descarga.

Em relação ao primeiro ponto exposto, como a capacidade da estação e o período de funcionamento são inferiores ao mencionado, não haveria obrigatoriedade de instalação de duas unidades de decantação, entretanto, optou-se por adotar duas unidades para garantir o abastecimento em momentos de manutenção, no qual uma unidade fosse paralisada a outra se manteria funcionando.

Dados:

Taxa de escoamento superficial (Tes) = 25 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> \* dia (NBR 12216);

Número de decantadores (n4) = 2 (NBR 12216);

Velocidade longitudinal (Vlg) = 0,5 m/s (NBR 12216).

### 5.7.1. Vazão de cada decantador

A vazão de cada decantador será igual a vazão proveniente de cada canal de água floclada (Q3), ou seja, metade da vazão de projeto, pois serão adotados 2 decantadores.

### 5.7.2. Dimensões dos decantadores

- Área superficial:

$$A2 = \frac{Q^3}{T_{es}} \quad (67)$$

$$A2 \cong 63,39 \text{ m}^2$$

Para escala real em decantadores retangulares utilizam usualmente a relação  $2,5 < L/B < 5,0$  (LIBÂNIO 2008), onde  $L5$  é o comprimento do decantador e  $B4$  é a sua largura. Adotando a relação  $L/B = 5$ , temos:

$$A2 = L5 * B4 \quad (68)$$

$$A2 = (5 * B4) * B4$$

$$A2 = 5 * (B4)^2$$

↓

$$B4 = \sqrt{\frac{A2}{5}} \quad (69)$$

$$B4 \cong 3,6$$

Assim:

$$L5 = 5 * B4 \quad (70)$$

$$L5 = 18 \text{ m}$$

Corrigindo a área superficial, temos:

$$A2 = L5 * B4$$

$$A2 = 64,8 \text{ m}^2$$

Onde  $A2$  é a área superficial adotada.

- Profundidade do decantador:

A velocidade longitudinal ( $Vlg$ ) no interior do decantador pode ser determinada através de ensaios laboratoriais, ou na ausência destes, deve adotar-se conforme recomendado pela NBR 12216/1992:

- Em estações com capacidade até  $10.000 \text{ m}^3/\text{dia}$ ,  $Vlg = 0,50 \text{ cm/s} = 0,005 \text{ m/s}$ .

Assim, para encontrar a altura da lâmina d'água, temos:

$$h_3 = \frac{Q^3}{B^4 * V * g} \quad (71)$$

$$h_3 \cong 1,5$$

### 5.7.3. Taxa de escoamento superficial real (Tes')

$$Tes' = \frac{Q^3}{A^2} \quad (72)$$

$$Tes' \cong 24,46 \frac{m^3}{m^2 * dia} = 1,69 \text{ cm/min}$$

### 5.7.4. Tempo de detenção hidráulico (T4)

$$T_4 = \frac{V_2}{Q_3} \quad (73)$$

Onde:

V<sub>2</sub>: volume do decantador.

Assim, temos:

$$T_4 = \frac{A_2 * h_2}{Q_3}$$

$$T_4 \cong 3532 \text{ s} \cong 59 \text{ min}$$

### 5.7.5. Raio Hidráulico (Rh<sub>2</sub>), Número de Froude (Fr<sub>2</sub>) e Número de Reynolds (Re<sub>1</sub>)

- Raio Hidráulico (Rh<sub>2</sub>)

$$Rh_2 = \frac{B^4 * h_2}{[B^4 + (2 * h_2)]} \quad (74)$$

$$Rh_2 \cong 0,818 \text{ m}$$

- Número de Froude ( $Fr_2$ )

$$Fr_2 = \frac{v_l g}{g * Rh_2} \quad (75)$$

$$Fr_2 \cong 0,062$$

Como  $Fr < 1$ , o regime de escoamento é Subcrítico.

- Número de Reynolds ( $Re_1$ )

$$Re_1 = \frac{v_l g * Rh_2}{\mu} \quad (76)$$

$$Re_1 \cong 459,14$$

Como  $Re < 2000$ , o regime do escoamento é caracterizado como do tipo Laminar.

#### 5.7.6. Dimensionamento da cortina de distribuição de passagem do sistema de floculação para o decantador

- Área preliminar total dos orifícios ( $As_1$ )

Admitindo uma velocidade preliminar na passagem nos orifícios de  $v_7 = 0,1$  m/s, tem-se que a soma das áreas dos orifícios será:

$$As_1 = \frac{Q_6}{v_7} \quad (77)$$

$$As_1 \cong 0,275 \text{ m}^2$$

- Número preliminar de orifícios ( $n_5$ )

Serão adotados furos com diâmetro  $D_2 = 0,1$  m. Tendo que a área individual de cada orifício ( $As_2$ ) é dada por:

$$As_2 = \pi * \left(\frac{D_2}{2}\right)^2 \quad (78)$$

Temos:

$$n5 = \frac{As1}{As2} \quad (79)$$

$$n5 = 35$$

- Área individual de influência de cada orifício ( $Ai$ )

$$Ai = \frac{B4 \cdot h2}{n5} \quad (80)$$

$$Ai \cong 0,154 \text{ m}^2$$

Assim, o diâmetro individual de influência ( $Di$ ) de cada orifício, será:

$$Di = 2 * \sqrt{\left(\frac{Ai}{\pi}\right)} \quad (81)$$

$$Di \cong 0,443 \text{ m}$$

- Números de fileiras horizontais ( $Nfh$ ) e verticais ( $Nfv$ )

$$Nfh = \frac{B4}{Di} \cong 8,1 \approx 9 \quad (82)$$

$$Nfv = \frac{h2}{Di} \cong 3,3 \approx 4 \quad (83)$$

Dessa forma, serão adotadas 4 fileiras verticais com 9 orifícios cada, totalizando o número real de orifícios ( $n5'$ ) igual a 36.

- Velocidade real de escoamento nos orifícios ( $v7'$ )

Para saber a velocidade real do escoamento nos orifícios, é necessário encontrar a área real total de orifícios ( $As1'$ ), que se dá por:

$$As1' = n5' * As2 \quad (84)$$

$$As1' \cong 0,283 \text{ m}^2$$

Assim, temos:

$$v7' = \frac{Q6}{As1'} \quad (85)$$

$$v7' \cong 0,097 \text{ m/s}$$

Segundo RICHTER (2009), a velocidade preferencial nos orifícios deve ser igual ou menor à 0,25 m/s, para que não haja a quebra do floco.

- Espaçamento horizontal (Eh) e vertical (Ev) entre os orifícios

$$Eh = \frac{B^4}{Nfh+3} \quad (86)$$

$$Eh = 0,3 \text{ m}$$

$$Ev = \frac{h^2}{Nfv+3} \quad (87)$$

$$Ev = 0,214 \text{ m}$$

Segundo a NBR 12216, a distância dos espaçamentos entre os orifícios deve ser igual ou menor que 0,5 m, logo, está sendo atendida a exigência.

- Distância da cortina à comporta de entrada (Dc)

$$Dc = 1,5 * h^2 * \left( \frac{As1'}{B^4 * h^2} \right) \quad (88)$$

$$Dc \cong 0,12 \text{ m}$$

Como a distância calculada é muito pequena, segundo DI BERNARDO E DANTAS (1993) a cortina deve estar a uma distância da entrada suficiente para equalizar a distribuição de fluxo. Como regra geral essa distância não pode ser inferior a 1 m, logo adotamos a distância real  $Dc' = 1 \text{ m}$ .

- Raio hidráulico do orifício (Rh3)

$$Rh3 = \frac{\pi * \left( \frac{D2}{2} \right)^2}{2 * \pi * \left( \frac{D2}{2} \right)} \quad (89)$$

$$Rh3 = 0,025 \text{ m}$$

- Diâmetro hidráulico do orifício ( $D_h$ )

$$D_h = R h_3 * 4 \quad (90)$$

$$D_h = 0,1 \text{ m}$$

- Número de Reynolds no orifício ( $Re_2$ )

$$Re_2 = \frac{v_7 * D_h}{\mu} \quad (91)$$

$$Re_2 = 10886$$

Adotando que o material usado para a construção da cortina é a madeira, com  $\epsilon = 0,5$  mm (rugosidade absoluta), temos:

- Fator de atrito ( $f_1$ ):

$$f_1 = \frac{0,25}{[\log(\frac{\epsilon}{3,7 * D_h} + \frac{5,74}{Re_2^{0,9}})]^2} \quad (92)$$

$$f_1 \cong 0,0378$$

- Perda de carga ( $J_4$ ):

$$J_4 = \frac{f_1 * v_7^2}{D_h * 2 * g} \quad (93)$$

$$J_4 \cong 1,8 * 10^{-4} \text{ m}$$

- Gradiente de Velocidade ( $Gv_3$ ):

$$Gv_3 = \sqrt{\frac{\gamma * v_7 * J_4}{\mu}} \quad (94)$$

Onde:

$\gamma$ : 9780 N/m<sup>3</sup>

$\mu$ : 0,891 \* 10<sup>-3</sup> N\*s/m<sup>2</sup>

Assim:

$$Gv3 \cong 13,96 \text{ s}^{-1}$$

Como o gradiente de velocidade nos orifícios é menor que no último trecho da floculação e nas comportas, evitando assim a ruptura do floco, a cortina está dimensionada de acordo com a NBR 12216.

- Alcance dos jatos ( $x$ )

Segundo a literatura, a fórmula para o cálculo do alcance dos jatos varia de acordo com o número de Reynolds. No caso aqui colocado, para um  $Re2 = 10886$ , temos que a relação do alcance dos jatos ( $x$ ) com o espaçamento entre os orifícios se dá por:

$$\frac{x}{Ev} = 4,6 \quad (95)$$

Logo:

$$x = 1,725 \text{ m}$$

#### 5.7.7. Dimensionamentos de calhas coletoras de água decantada

Segundo a literatura, se admite que o comprimento da calha não deverá ultrapassar 20% do comprimento do decantador. Para conduzir os cálculos foi necessário adotar:

Número de calhas ( $n6$ ) = 3 (adotado);

Largura interna da calha ( $B5$ ) = 0,5 m (adotado);

Espessura das paredes da calha ( $e1$ ) = 0,05 m (adotado);

Comprimento da calha ( $L6$ ) = 3,6 m (adotado);

Folga de segurança para a profundidade da calha ( $F1$ ) = 0,12 m (adotado);

Largura do vertedor ( $B6$ ) = 0,1 m (adotado);

Espaçamento entre vertedores ( $Es1$ ) = 0,1 m (adotado).

- Vazão por metro linear de borda de calha ( $Q4$ )

$$Q4 = \frac{Q3}{n6 * 2 * L6} \quad (96)$$

$$Q4 \cong 0,00127 \frac{m^3}{s * m} = 1,27 \frac{L}{s * m}$$

Como não foi possível proceder a ensaios de laboratório, conforme NBR 12216, adota-se que vazão nos vertedores ou nos tubos perfurados de coleta deve ser igual ou inferior a 1,80 L/s\*m. Dessa forma, é possível observar que a vazão por metro Q4 atende a norma.

- Altura de lâmina de água na calha (h3)

Adotando-se uma calha do tipo retangular com descarga livre, a altura da água no início da calha é dada por (VIANNA, 1992):

$$h3 = \left( \frac{\frac{Q3}{n6}}{1,38 * B5} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (97)$$

$$h3 \cong 0,0015 \text{ m}$$

Considerando uma folga de segurança F1 = 0,119 m, conforme consta na NBR 12216, temos a profundidade da calha H2:

$$H2 = h3 + F1 \quad (98)$$

$$H2 = 0,12 \text{ m}$$

- Espaçamento entre as calhas (Es2)

$$Es2 = \left( \frac{B4}{n6+3} \right) \quad (99)$$

$$Es2 = 0,6 \text{ m}$$

- Número de vertedores triangulares de 90° em cada lado da calha (n7)

$$n7 = \frac{L6}{(B6+Es1)} \quad (100)$$

$$n7 = 18$$

- Número de vertedores triangulares de 90° na frente da calha (n8)

$$n8 = \frac{B5}{(B6+Es1)} \quad (101)$$

$$n8 = 2$$

- Número total de vertedores em cada calha (n9)

$$n9 = n7 + n8 \quad (102)$$

$$n9 = 38$$

- Vazão em cada vertedor (Q5)

$$Q5 = \frac{\left(\frac{Q3}{n6}\right)}{n9} \quad (103)$$

$$Q5 \cong 0,00024 \frac{m^3}{s}$$

- Altura da lâmina d'água no vertedor (h4)

$$h4 = \left(\frac{Q5}{1,46}\right)^{\frac{2}{5}} \quad (104)$$

$$h4 \cong 0,03 \text{ m}$$

- Distância do fundo da calha até o fundo do decantador (H3)

$$H3 = h3 - H2 - e1 - h4 \quad (105)$$

$$H3 \cong 1,3 \text{ m}$$

#### 5.7.8. Lodo do decantador

Segundo a NBR 12216, a inclinação das paredes laterais do decantador deve ser de no mínimo 50%, no qual a bacia do decantador tenha o formato de um trapézio invertido, de forma a direcionar o lodo para o ponto de descarga. Além disso, deve haver declividade mínima de fundo de 5% no sentido do ponto de descarga. Para dimensionar a zona de lodo, adotaram-se as seguintes premissas:

Largura da zona de lodo (B7) = 3,6 (igual à do decantador);

Comprimento da zona de lodo (L7) = 18 m (igual ao do decantador);

Largura da zona de descarga (B8) = 0,15 (equivalente ao diâmetro da tubulação);

Comprimento da zona de descarga (L8) = 18 m (igual ao do decantador);

Diâmetro da tubulação de descarga (D3) = 150 mm = 0,15 m (NBR 12216/1992);

Inclinação das paredes laterais ( $\theta$ ) = 50 ° (NBR 12216/1992);

Declividade longitudinal de fundo na zona de descarga (i) = 5 % = 0,05 m/m (NBR 12216/1992);

Coefficiente de descarga (Cd) = 0,61 (adotado);

Tempo entre limpezas (T5) = 30 dias (adotado);

Percentual de geração de lodo (Pg) = 1 % do volume (adotado).

- Profundidade da zona de lodo (H4)

$$H4 = \left( \frac{B7 - B8}{2} \right) * \tan \theta \quad (106)$$

$$H4 \cong 2 \text{ m}$$

- Área da seção da zona de lodo (As3)

$$As3 = \frac{(B7 + B8) * H4}{2} \quad (107)$$

$$As3 \cong 3,85 \text{ m}^2$$

- Profundidade no fim da zona de descarga (H5)

$$H5 = L7 * i \quad (108)$$

$$H5 = 0,9 \text{ m}$$

- Área da seção triangular da zona de descarga ( $As4$ )

$$As4 = \frac{H5 * L7}{2} \quad (109)$$

$$As4 = 8,1 \text{ m}^2$$

- Volume da zona de lodo ( $V3$ )

$$V3 = As3 * L7 \quad (110)$$

$$V3 \cong 69,38 \text{ m}^3$$

- Volume da zona de descarga ( $V4$ )

$$V4 = As4 * B8 \quad (111)$$

$$V4 \cong 1,215 \text{ m}^3$$

- Volume total da zona de lodo ( $V5$ )

$$V5 = V3 * V4 \quad (112)$$

$$V3 \cong 70 \text{ m}^3$$

- Volume de lodo gerado ( $Vg$ )

$$Vg = \left( \frac{Pg}{100} \right) * Q3 * (T5 * Teta * 60 * 60) \quad (113)$$

$$Vg \cong 47,5 \text{ m}^3$$

- Tempo de esvaziamento do decantador ( $T6$ )

$$T6 = \frac{2 * B4 * L5 * \sqrt{h3}}{\sqrt{2g} * \frac{\pi * Cd * D3^2}{4}} \quad (114)$$

$$T6 \cong 55 \text{ min}$$



## 5.8. CANAL DE ÁGUA DECANTADA

Para o dimensionamento deste canal, leva-se em consideração os dados do decantador, além de considerar:

Largura do canal ( $B_9$ ) = 0,25 m (adotado);

Comprimento do canal ( $L_9$ ) = 10 m (adotado);

Folga na profundidade do canal ( $F_2$ ) = 0,3 m (adotado);

- **Altura da lâmina d'água ( $h_5$ ):**

$$h_5 = \frac{Q_3}{1,38 * B_9}^{1/1,5} \quad (116)$$

$$h_5 \cong 0,2 \text{ m}$$

- **Profundidade do canal ( $H_6$ ):**

$$H_6 = h_5 + F_2 \quad (117)$$

$$H_6 = 0,5 \text{ m}$$

- **Velocidade no canal ( $v_8$ ):**

$$v_8 = \frac{Q_3}{h_5 * B_9} \quad (118)$$

$$v_8 \cong 0,23 \text{ m/s}$$

- **Tempo de Detenção Hidráulico ( $T_7$ ):**

$$T_7 = \frac{h_5 * B_9 * L_9}{Q_3} \quad (119)$$

$$T_7 \cong 16,8 \text{ s}$$

- **Raio Hidráulico ( $R_{h4}$ ):**

$$Rh4 = \frac{B9 * h5}{B9 + (2 * h5)} \quad (120)$$

$$Rh4 \cong 0,095 \text{ m}$$

- **Perda de Carga (J5):**

$$J5 = L9 * \left( \frac{Qp * r1}{B9 * h5 * Rh4^{2/3}} \right)^2 \quad (121)$$

$$J5 \cong 0,002 \text{ m}$$

- **Gradiente de Velocidade (Gv4):**

$$Gv4 = \sqrt{\frac{\gamma * v8 * J5}{\mu}} \quad (122)$$

$$Gv4 \cong 32,8 \text{ s}^{-1}$$

## 5.9. FILTRO RÁPIDO DE FLUXO DESCENDENTE DE CAMADAS DUPLA

A ETA contará com quatro unidades de filtração, uma para cada decantador, e será projetada levando em conta as premissas abaixo:

Número de unidades de filtração (n10) = 2 (NBR 12216/1992);

Número de filtros por unidade (n11) = 4 (adotado);

Taxa de filtração (Tf) = 360 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*dia (NBR 12216/1992);

Espessura da parede entre filtros (e2) = 0,15 m (adotado).

### 5.9.1. Características do Leito Filtrante

O leito filtrante escolhido para este projeto é composto por duas camadas sobrepostas de areia e antracito, e têm sua especificação conforme tabela abaixo:

**Tabela 7:** Características adotadas do material filtrante.

Parâmetro	Antracito	Areia
Tamanho do menor grão (mm)	0,71	0,42
Tamanho do maior grão (mm)	2	1,41
Tamanho efetivo (mm)	0,8	0,4
Coefficiente de uniformidade	1	1,4
Coefficiente de esfericidade	0,53	0,75
Porosidade	0,58	0,45
Massa específica real (kg/m <sup>3</sup> )	1600	2650
Espessura da camada (m)	0,45	0,25

**Fonte:** Autor (2022).

### 5.9.2. Área dos filtros

- **Área total dos filtros (A3)**

$$A3 = \frac{Qp}{Tf} \quad (123)$$

$$A3 \cong 8,8 \text{ m}^2$$

- **Área individual de cada filtro (A4)**

$$A4 = \frac{A3}{n10*n11} \quad (124)$$

$$A4 \cong 1,1 \text{ m}^2$$

### 5.9.3. Dimensões dos filtros

As dimensões dos filtros são calculadas com base nas dimensões do decantador.

- **Largura de cada filtro (B10)**

$$B10 = \frac{B4 - [(n11 - 1) * e2]}{n11} \quad (125)$$

$$B10 = 0,7875 \text{ m}$$

- **Comprimento de cada filtro (L10)**

$$L10 = \frac{A4}{B10} \quad (126)$$

$$L10 \cong 1,4 \text{ m}$$

### 5.9.4. Comportas de Acesso aos Filtros

Para os cálculos nas comportas do filtro, adota-se a velocidade na comporta (v9) sendo igual a 0,45 m/s.

- **Vazão na comporta (Q6)**

$$Q6 = \frac{Q3}{n11} \quad (127)$$

$$Q6 \cong 0,006 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Área da comporta (As5)**

$$As5 = \frac{Q6}{v9} \quad (128)$$

$$As5 \cong 0,015 \text{ m}^2$$

- **Lado da comporta (Lk2)**

$$Lk2 = \sqrt{As5} \quad (129)$$

$$Lk2 \cong 0,124$$

### 5.9.5. Fundo dos Filtros com Vigas Californianas

Para os cálculos dos parâmetros do fundo do filtro e sua configuração, adotaram-se as seguintes premissas:

Altura das vigas californianas ( $h6$ ) = 0,255 m (adotado);

Largura das vigas californianas ( $B11$ ) = 0,35 m (adotado);

Altura do preenchimento ( $h7$ ) = 1 m (adotado);

Diâmetro dos orifícios nas vigas ( $D4$ ) = 0,015 m (adotado);

Espaçamento entre os orifícios ( $Es3$ ) = 0,1 m (adotado);

Comprimento das vigas ( $L12$ ) = 0,7875 m (equivalente à largura do filtro).

- Número de vigas californianas em cada filtro ( $n11$ )

$$n11 = L10/B11 \quad (130)$$

$$n11 = 4$$

- Número de orifícios de cada lado das vigas (n12)

$$n12 = \frac{L11 - Es3}{D4 + Es3} \quad (131)$$

$$n12 = 5,9 \approx 5$$

- Espaçamento real entre orifícios (Es3')

$$Es3' = \frac{L11 - (n12 * D4)}{n12 + 1} \quad (132)$$

$$Es3' \cong 0,118 \text{ m}$$

- Número de orifícios em cada viga (n13) e em cada filtro (n14)

$$n13 = n12 * 2$$

$$n13 = 10$$

$$n14 = n13 * n11$$

$$n14 = 40$$

#### 5.9.6. Camada suporte

Segundo a NBR 12216/1992, a camada suporte deve ser constituída de seixos rolados com as seguintes características:

- Espessura mínima igual ou superior a duas vezes a distância entre os bocais do fundo do filtro, porém não inferior a 25 cm;
- Material distribuído em estratos com granulometria decrescente no sentido ascendente, espessura de cada estrato igual ou superior a duas vezes e meia a dimensão característica dos seixos maiores que o constituem, não inferior, porém, a 5 cm;
- Cada estrato deve ser formado por seixos de tamanho máximo superior ou igual ao dobro do tamanho dos menores;
- Os seixos maiores de um estrato devem ser iguais ou inferiores aos menores do estrato situado imediatamente abaixo;
- O estrato situado diretamente sobre os bocais deve ser constituído de material cujos seixos menores tenham o tamanho pelo menos igual ao dobro dos orifícios dos bocais e dimensão mínima de 1 cm;
- O estrato em contato direto com a camada filtrante deve ter material de tamanho mínimo igual ou inferior ao tamanho máximo do material da camada filtrante adjacente.

Diante do exposto, adotou-se a espessura da camada suporte conforme recomenda a norma, logo:

Espessura da camada suporte (e3) = 0,25 m.

#### **5.9.7. Lavagem dos Filtros**

De acordo com o estabelecido pela NBR 12216/1992, a vazão de água de lavagem em contracorrente, alternativa adotada para o filtro aqui projetado, deve promover a expansão do leito filtrante de 20% a 30%. Também é recomendado que a água de lavagem seja armazenada em reservatório com capacidade mínima para lavagem de dois filtros, exceto para sistema que utilize efluente de outras unidades. No dimensionamento do reservatório, o tempo mínimo de lavagem deve ser de 10 minutos e a velocidade de lavagem não deve ser inferior a 60 cm/min. Assim, adota-se:

Velocidade de lavagem ( $V_{lav}$ ) = 70 cm/min = 0,01167 m/s (NBR 12216/1992);

Tempo de lavagem ( $T_8$ ) = 10 min = 600 s (NBR 12216/1992).

- **Vazão da água de lavagem ( $Q_7$ )**

$$Q_7 = A_4 * V_{lav} \quad (133)$$

$$Q_7 \cong 0,01284 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Volume da água de lavagem ( $V_7$ )**

$$V_7 = Q_7 * T_8 \quad (134)$$

$$V_7 \cong 7,7 \text{ m}^3$$

### 5.9.8. Calhas coletoras de água de lavagem

As calhas coletoras de água de lavagem têm como objetivo coletar a água proveniente da lavagem do filtro, e encaminhá-la ao sistema de esgotamento da ETA. Conforme a NBR 12216/1992, as seguintes recomendações devem ser seguidas:

- As calhas de coleta de água de lavagem devem ter o fundo localizado acima e próximo do leito filtrante expandido;
- O espaçamento entre as bordas das calhas deve ser no mínimo de 1,00 m e no máximo igual a seis vezes a altura livre de água acima do leito expandido, não devendo, entretanto, ser superior a 3,0 m;
- A seção transversal das calhas deve ser simétrica em relação ao plano longitudinal que passa pelo seu eixo. A parte inferior deve ter inclinação nos sentidos longitudinal e transversal, de modo a evitar depósito de material.

De maneira a dar prosseguimento ao dimensionamento das calhas coletoras, determinam-se:

Número de calhas de lavagem ( $n_{15}$ ) = 2 (adotado);

Largura da calha de lavagem ( $B_{12}$ ) = 0,5 m (adotado);

Comprimento da calha de lavagem ( $L_{12}$ ) = 0,7875 (equivalente à largura do filtro);

Espessura da calha de lavagem ( $e_4$ ) = 0,05 m (adotado);

Folga na profundidade da calha de lavagem ( $F3$ ) = 0,05 (adotado);

Espessura da camada de areia ( $Eare$ ) = 0,25 m (adotado);

Espessura da camada de antracito ( $Eant$ ) = 0,45 (adotado);

Fator de expansão do material filtrante ( $Fex$ ) = 30% (NBR 12216/1992).

Comprimento da tubulação de água de lavagem ( $L13$ ) = 10 m (adotado).

- Vazão em cada calha de lavagem ( $Q8$ )

$$Q8 = \frac{Q7}{n15} \quad (135)$$

$$Q8 \cong 0,0064 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Altura da lâmina d'água na calha ( $h8$ )

$$h8 = \frac{Q8}{1,38 * B12}^{1/1,5} \quad (136)$$

$$h8 \cong 0,044 \text{ m}$$

- Profundidade da calha de lavagem ( $H6$ )

$$H6 = h8 + F3 \quad (137)$$

$$H6 = 0,1 \text{ m}$$

- Distância entre o fundo da calha e o meio filtrante ( $H7$ )

$$H7 = \left[ \left( \frac{Fex}{100} \right) * Eare * Eant \right] + F3 \quad (138)$$

$$H7 \cong 0,1 \text{ m}$$

### 5.9.9. Tubulações Imediatas

Para a escolha dos diâmetros das tubulações, devemos arbitrar valores de velocidade média nos tubos, logo:

Velocidade na entrada de água de lavagem ( $v9$ ) = 2,5 m/s (adotado);

Velocidade na saída de água de lavagem ( $v_{10}$ ) = 1,5 m/s (adotado);  
 Velocidade na tubulação de água filtrada ( $v_{11}$ ) = 1 m/s (adotado).

- Diâmetro da tubulação de entrada de água de lavagem (D5)

$$D5 = \sqrt{\frac{4 \cdot Q7}{\pi \cdot v9}} \quad (139)$$

$$D5 \cong 0,081 \text{ m} \rightarrow D5 = 100 \text{ mm}$$

- Diâmetro da tubulação de saída de água de lavagem (D6)

$$D6 = \sqrt{\frac{4 \cdot (Q7/n15)}{\pi \cdot v10}} \quad (140)$$

$$D6 \cong 0,073 \rightarrow D6 = 75 \text{ mm}$$

- Diâmetro da tubulação de água filtrada (D7)

$$D7 = \sqrt{\frac{4 \cdot (Q3/n11)}{\pi \cdot v11}} \quad (141)$$

$$D7 \cong 0,093 \rightarrow D7 = 100 \text{ mm}$$

- Diâmetro da tubulação de drenagem (D8)

Conforme estabelecido amplamente na literatura, tubulações de limpeza ou drenagem devem possuir diâmetro mínimo de 150 mm, por questões de limpeza e desentupimento de duto, logo:

$$D8 = 150 \text{ mm}$$

#### 5.9.10. Perdas de carga na filtração

Para o cálculo da perda de carga ao longo do filtro, adotam-se as seguintes informações:

Comprimento equivalente das peças hidráulicas ( $L_{eq}$ ) = 20 m (adotado);

Coeficiente de perda de carga do ferro fundido ( $c_2$ ) = 90;

Largura do vertedor de saída (B13) = 0,5 m (adotado).

- **Perda de carga no fundo dos filtros (J6)**

Para o cálculo da perda de carga no fundo do filtro, temos:

$$J_6 = \left(\frac{1}{2 * g}\right) * \left[\frac{A_4 * T_f}{n_{14} * A_{s6}}\right]^2 \quad (142)$$

Onde:

$A_{s6}$ : Área de um orifício da viga californiana, em  $m^2$ .

Para achar  $A_{s6}$ , faz-se:

$$A_{s6} = \pi * (D_4/2)^2 \quad (143)$$

$$A_{s6} \cong 0,00018 \text{ m}^2$$

Logo:

$$J_6 \cong 0,0214 \text{ m}$$

- **Perda de carga na comporta de entrada no filtro (J7)**

A perda de carga na entrada dos filtros é determinada em função da perda decorrente da variação das condições do escoamento naquele local, e pode ser calculada pela abaixo.

$$J_7 = \frac{1,67}{2 * g} \left[\frac{A_4 * T_f}{A_{s5}}\right] \quad (144)$$

$$J_7 \cong 0,000025 \text{ m}$$

- **Perda de carga na saída dos filtros (J8)**

A perda de carga na saída dos filtros é determinada em função do comprimento das peças especiais que interligam o filtro à caixa que contém o vertedor, e é calculada pela equação abaixo.

$$J8 = \frac{10,643 * Leq}{c2^{1,85} * D7^{4,87}} [A4 * Tf]^{1,85} \quad (145)$$

$$J8 \cong 0,1805 \text{ m}$$

- **Perda de carga no vertedor de saída (J9)**

A altura mínima da lâmina líquida acima do vertedor é representada pela perda de carga no vertedor de saída. Ela é calculada utilizando-se a fórmula de Francis (vertedor retangular) em função da taxa de filtração:

$$J9 = \left[ \frac{A4 * Tf}{1,84 * B13 * 86400} \right]^{2/3} \quad (146)$$

$$J9 \cong 0,000015 \text{ m}$$

- **Perda de carga no meio filtrante limpo e camada suporte (J10, J11 e J12)**

As características dos materiais (como distribuição dos tamanhos dos grãos e espessura das subcamadas, tamanho efetivo dos grãos, coeficiente de desuniformidade, coeficiente de esfericidade, massa específica real, etc) são necessárias para determinar a perda de carga no meio filtrante limpo e na camada suporte. Essa perda de carga pode ser calculada através da equação de Fair-Hatch:

$$\frac{J}{L} = \frac{150 \nu (1 - \varepsilon_0)^2}{\varepsilon_0^3} \frac{T}{C_e^2} \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_i^2} \quad (147)$$

Em que:

$\nu$ : viscosidade cinemática da água (m<sup>2</sup>/s);

$g$ : aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>);

$\varepsilon_0$ : porosidade média do meio filtrante limpo;

$C_e$ : coeficiente de esfericidade;

$X_i$ : fração, em peso, do material filtrante retido entre duas peneiras consecutivas da série granulométrica;

$D_i$ : tamanho médio das aberturas das malhas j e k (m) -  $D_i = \sqrt{D_j D_k}$ ;

Então, através da equação de Fair-Hatch e conhecendo-se as características do meio filtrante e da camada suporte, obtêm-se as seguintes perdas de carga, em função da taxa de filtração:

- Perda de carga na areia (J10)

$$J_{10} \cong 0,00034 \text{ m}$$

- Perda de carga no antracito (J11)

$$J_{11} \cong 0,000056 \text{ m}$$

- Perda de carga na camada suporte (J12)

$$J_{12} \cong 0,000032 \text{ m}$$

- **Perda de carga total filtração**

Somando-se todas as perdas de carga, obtêm-se a perda de carga total durante a filtração, como segue a equação abaixo:

$$J_{\text{filtração}} = J_6 + J_7 + J_8 + J_9 + J_{10} + J_{11} + J_{12} \quad (148)$$

$$J_{\text{filtração}} \cong 0,2 \text{ m}$$

Dessa forma, conclui-se que a lâmina d'água mínima no filtro limpo, que leva em conta apenas a perda de carga, será de 0,2 metros. Entretanto, considerando um cenário

mais conservador, adota-se por segurança uma folga na lâmina d'água de 1,8 metros, totalizando 2 metros para o cenário chamado mais popularmente de filtro 'sujo'.

#### 5.9.11. Perda de carga na lavagem do filtro

- Perda de carga na camada de areia durante a lavagem (J13)

$$J13 = J10 * Eare \quad (149)$$

$$J13 \cong 0,00009 \text{ m}$$

- Perda de carga na camada de antracito durante a lavagem (J14)

$$J14 = J11 * Eant \quad (150)$$

$$J14 \cong 0,00003 \text{ m}$$

- Perda de carga na tubulação de água de lavagem (J15)

$$J15 = 10,641 * \frac{Q^{1,85}}{c^{2,85} * D^{5,87}} * L13 \quad (151)$$

$$J15 \cong 0,6 \text{ m}$$

Somando-se todas as perdas de carga, obtêm-se a perda de carga total durante a lavagem, como segue a equação abaixo:

$$J_{lavagem} = J13 + J14 + J15 \quad (152)$$

$$J_{lavagem} \cong 0,6 \text{ m}$$

#### 5.9.12. Reservatório de água de lavagem

A NBR 12216/1992 cita que a água de lavagem pode provir de reservatório elevado situado em cota suficiente para garantir a lavagem em contracorrente. Portanto, o nível de água mínimo do reservatório e a altura do leito filtrante devem estar situados a uma

distância igual a perda de carga na lavagem do filtro ( $J_{lavagem}$ ), de modo que a água de lavagem consiga vencer essas perdas de carga.

Além disso, o volume de água reservada para a lavagem dos filtros deve ser pelo menos o dobro do necessário para lavar toda a unidade de filtração, ou seja, nesse caso para a lavagem de 4 filtros.

- **Volume do reservatório de lavagem ( $V_8$ )**

$$V_8 = V_7 * n_{11} \quad (153)$$

$$V_8 \cong 15,4 \text{ m}^3$$

- **Altura do reservatório de lavagem ( $H_8$ )**

Como a perda de carga na lavagem do filtro ( $J_{lavagem}$ ) é igual a 0,6 metros, adota-se uma cota mínima por segurança para o reservatório de  $H_8 = 2$  metros em relação à lâmina d'água do leito filtrante.

## 5.10. DESINFECÇÃO (TANQUE DE CONTATO)

### 5.10.1. Parâmetros

De acordo com a NBR 12216/1992 na desinfecção temos garantir que:

- O consumo de cloro necessário para desinfecção da água é estimado em 5 mg/L, com o mínimo de 1 mg/L;
- Em instalações com consumo superior a 50 kg/dia deve-se prever a utilização do cloro em cilindros de 1 ton.

Levando em conta as premissas adotadas abaixo, dimensiona-se o tanque de contato.

Profundidade do tanque (H9): 4 m (adotado);

Tempo de contato (T9): 30 min (NBR 12216/1992);

Concentração de cloro mínima (Cmin): 1 mg/L (NBR 12216/1992);

Concentração de cloro estimada (Cest): 5 mg/L (NBR 12216/1992).

### 5.10.2. Dimensões do tanque de contato

- **Volume do tanque (V8)**

A Portaria nº 888/2021 do Ministério da Saúde preconiza que o tempo de contato varia com o pH, concentração e tipo de agente desinfectante. Como não temos o pH e a concentração do agente desinfectante o tanque de contato foi dimensionado para o tempo de contato de 30 minutos.

$$V8 = Qp * T9 \quad (154)$$

$$V8 \cong 99 \text{ m}^3$$

- **Área do tanque (A5)**

$$A5 = \frac{V8}{H9} \quad (155)$$

$$A5 \cong 24,5 \text{ m}^2$$

- **Largura (B14) e comprimento (L13) do tanque**

Adotando para o tanque de contato uma relação L/B = 2, a largura (B14) é dada por:

$$B14 = \sqrt{\frac{A5}{2}} \quad (156)$$

$$B14 \cong 3,5 \text{ m}$$

Assim:

$$L13 = 2 * B14 \quad (157)$$

$$L13 = 7 \text{ m}$$

### 5.10.3. Consumo de Cloro diário

$$Mc = Qp * c3 \quad (158)$$

Onde:

Mc: Massa de cloro (Kg/dia);

c3: Concentração de cloro (Kg/m3).

- Dosagem mínima

$$Mc \text{ min} = Qp * c \text{ min}$$

$$Mc \text{ min} = 3,17 \text{ Kg/dia}$$

- Dosagem estimada

$$Mc \text{ est} = Qp * c \text{ est}$$

$$Mc \text{ est} = 15,85 \text{ Kg/dia}$$

### 5.10.4. Dimensionamento do sistema de reserva de Cloro

De acordo com a NBR 12216/1992 o sistema deve possuir autonomia de cloro de no mínimo 30 dias. Logo, a massa mínima necessária de armazenamento do cloro (Mc') é:

$$Mc' = Mc \text{ min} * 30 \text{ dias} \quad (159)$$

$$Mc' = 475,5 \text{ Kg}$$

Recomenda-se adotar o uso de cloro gasoso, logo, será necessário ao menos um cilindro de 1 tonelada, conforme exige a NBR 12216/1992.

#### 5.10.5. Consumo de Sulfato de Alumínio diário

$$Ms = Qp * d1 \quad (160)$$

Onde:

Ms: Massa de sulfato de alumínio necessária (kg/dia);

d1: Dosagem do sulfato de alumínio (kg/m<sup>3</sup>).

- Dosagem estimada

$$Ms = Qp * d1$$

$$Ms = 63,37 \text{ Kg/dia}$$

#### 5.10.6. Dimensionamento do sistema de reserva de Sulfato de Alumínio

De acordo com a NBR 12216/1992 sistemas com capacidade inferior a 10.000 m<sup>3</sup>/dia devem possuir autonomia de Sulfato de Alumínio de no mínimo 30 dias. Logo, a massa mínima necessária de armazenamento do Sulfato de Alumínio (Ms') é:

$$Ms' = M * 30 \text{ dias} \quad (161)$$

$$Ms' = 1901,3 \text{ Kg}$$

## **6. GERENCIAMENTO DOS RESÍDUOS DA ETA**

Os principais resíduos gerados na ETA são provenientes das etapas de sedimentação ou flotação e da lavagem dos filtros. O lodo proveniente da estação é caracterizado por ser composto principalmente de água e dos sólidos em suspensão que estão originalmente contidos na água bruta, acrescidos dos produtos químicos utilizados no tratamento.

A característica do lodo da ETA varia em função do tipo de limpeza dos tanques, que pode ser contínua ou intermitente. Quanto maior o tempo de acumulação, maior a concentração dos sólidos, em decorrência de seu adensamento. Seu volume também varia em função da quantidade de água utilizada na limpeza, que por sua vez muda de acordo com o tipo de limpeza realizada.

É estimado que, de forma geral, os sólidos suspensos representem cerca de 75-90% do lodo, enquanto os compostos voláteis representam de 20-35%. Uma aproximação razoável, estabelecida na literatura e que foi adotada também neste trabalho, é que aproximadamente 1% do volume tratado de água é convertido em lodo. Em termos de volume, a etapa que mais contribui para a geração de lodo é a lavagem dos filtros. Em termos de massa, a etapa que contribui de forma mais expressiva é a decantação.

### **6.1.1. Alternativas de destinação para o resíduo da ETA**

- Tratamento: adensamento, desidratação ou secagem

Essa alternativa visa a redução do volume do lodo através da redução de sua parcela úmida, ou seja, a minimização da quantidade de água presente no lodo que conseqüentemente reflete na maximização de sua parcela sólida. Essa solução facilita o manejo desse resíduo, bem como reduz seus custos de transporte e disposição final.

- Disposição final

No Brasil ainda é comum o lançamento inadequado do lodo de ETA nos corpos d'água. Em contrapartida, já existem diversas alternativas adequadas de disposição final para esse lodo, mas que, infelizmente, na maioria das vezes não são exploradas pelo administrador do sistema.

Como exemplo, é possível citar: I) a aplicação controlada do lodo no solo, no qual o solo irá atuar como um biorremediador; II) Disposição do lodo na rede de coleta de esgoto, para seu posterior tratamento junto ao efluente; III) Disposição final em aterro sanitário.

Recomenda-se, tendo em mente o que foi mencionado, como alternativas mais adequadas para a disposição final dos resíduos gerados na ETA de Vila do Riacho, as seguintes:

- Tratamento em leito de secagem com disposição final em aterro sanitário;
- Disposição final em aterro sanitário;
- Aplicação controlada no solo.

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Levando em conta a atual situação da ETA de Vila do Riacho e seus problemas de dimensionamento, tanto em decorrência da idade da estação quanto na defasagem operacional da antiga administração, fica claro a necessidade de readequação das suas unidades, buscando uma eficiência no tratamento que hoje lhe falta.

Considerando os preceitos da NBR 12216/1992, o dimensionamento do projeto proposto foi executado atendendo os critérios normativos. Além disso, a estação de tratamento de água de Vila do Riacho foi dimensionada para um horizonte de projeto de mais de 20 anos, sendo assim, populações futuras estarão asseguradas quanto à qualidade e quantidade de água tratada, fato crítico que vêm se apresentando cada vez mais frequente em estações antigas.

No que tange os resíduos produzidas pela ETA foram apresentadas alternativas adequadas para sua destinação, e a escolha definitiva fica por conta da administração da estação, visto que a melhor alternativa varia e deve ser analisada localmente. Entretanto é importante ressaltar que não se deve dispor in natura tais resíduos em corpos hídricos, respeitando assim, as normas vigentes quanto a preservação do meio ambiente.

É fundamental ressaltar a importância de seguir todas as recomendações normativas e legais como forma de assegurar um projeto de qualidade e segurança. Além da NBR 12216:1992, trabalhos de autores já consagrados na literatura como Libânio, Di Bernardo, Viana e Richter são primordiais para nortear um dimensionamento de máxima qualidade.

Por fim, o presente trabalho se presta à apresentar uma alternativa para solucionar problemas na engenharia da ETA da comunidade, apresentando um projeto totalmente reformulado e moderno, levando em conta tecnologias já estabelecidas e que se encaixam nas necessidades de Vila do Riacho, com a possibilidade de ser utilizado para readequação da mesma, em busca de uma maior eficiência.

## 8. BIBLIOGRAFIA

ANDREOLI, C. V. **Resíduos sólidos do saneamento: processamento, reciclagem e disposição final**. Rio de Janeiro: ABES, 2001. Projeto PROSAB, seção 2 Processamento de Lodos de Estações de Tratamento de Água (ETAs).

ARACRUZ. (2016) **Plano municipal de saneamento básico**. Disponível em: <<https://arsp.es.gov.br/Media/arsi/Saneamento/Municipios%20Regulados/Aracruz/4PMSBAracruz.pdf>>. Acesso em: 25 set. 2021.

AZEVEDO NETTO, J.M., e outros. **Manual de Hidráulica**. Edgard Blucher Ltda., São Paulo, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12216: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público**. Rio de Janeiro, 1992.

BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional. Secretaria Nacional de Saneamento – SNS. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos – 2017**. Brasília: SNS/MDR, 2019.

BRASIL. IBGE. . Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Censo Brasileiro de 1991**. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/>>.>. Acesso em: 25 set. 2021.

BRASIL. IBGE. . Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Censo Brasileiro de 2000**. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/>>.>. Acesso em: 25 set. 2021.

BRASIL. IBGE. . Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Censo Brasileiro de 2010**. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/>>.>. Acesso em: 25 set. 2021.

CORNWELL, D. A. et al. **Handbook of Practice - Water Treatment Plant Waste Management**. Denver: American Water Works Association, 1987.

DI BERNARDO, Luiz; DANTAS, Angela Di Bernardo. **Métodos e técnicas de tratamento de água**. Rio de Janeiro: Abes, 1993.

DI BERNARDO, L.; PAZ, L. P. S. **Seleção de Tecnologias de Tratamento de Água**. São Carlos: LDiBe Editora, v. II, 2008.

ESPÍRITO SANTO. **Plano de Bacias – Diagnóstico e Prognóstico das Condições de Uso da Água na Região Hidrográfica Litoral Centro-Norte**. Espírito Santo: AGERH – Agência Estadual de Recursos Hídricos, 2020.

FUNASA. Fundação Nacional de Saúde. **Manual de Saneamento**. 4ª ed. Brasília: Fundação Nacional de Saúde, FUNASA. 2006.

HELLER, L.; PÁDUA, V.L. de. **Abastecimento de água para consumo humano**. 2º ed. Belo Horizonte. Editora: UFMG, 2010.

INCAPER. **Precipitação Observada 2019**. Disponível em: <<https://meteorologia.incaper.es.gov.br/mapas-de-chuva-acumulado-mensal-e-anual-2019#prettyPhoto>>. Acesso em: 20/02/2022.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Ranking do Saneamento 2021**. Disponível em: <<https://www.tratabrasil.org.br/55-milhoes-de-brasileiros-sem-agua-tratada-e-quase-22-milhoes-sem-esgotos-nas-100-maiores-cidades-segundo-novo-ranking-do-saneamento>>. Acesso em: 25 set. 2021.

LIBÂNIO, M. **Fundamentos de qualidade e tratamento de água**. Campinas: Átomo, 2010.

MACEDO, J. A. B. **Águas & Águas**. 3º Ed. Minas Gerais: CRQ – MG, 2007.

NUNES, J. A. **Tratamento Físico-Químico de Águas Residuárias Industriais**. 6. ed. Aracaju: Gráfica Editora J. Andrade, 2012.

ONU - Organização das Nações Unidas. **Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento**. Disponível em <<https://www.br.undp.org/content/brazil/pt/home/idh0/rankings/idh-global.html>>. Acesso em :25 set. 2021.

PIANTÁ, C. A. V. **Emprego de coagulantes orgânicos naturais como alternativa ao uso do sulfato de alumínio no tratamento de água.** 2008. 78 f. Trabalho de Diplomação – Curso Superior de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008. piloto. Revista Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 10, n. 4, p.307-317, 2005.

RICHTER.C. A.; NETTO, J. M. A. **Tratamento de água: tecnologia atualizada.** São Paulo: Blucher, 1991.

ROCHA, L. O. D. **O Uso da Metodologia do Plano de Segurança da Água como Ferramenta para o Cumprimento de Metas do Novo Marco do Saneamento em Sistemas de Abastecimento de Água.** Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia e Desenvolvimento Sustentável) - Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, 2021.

SAAE Aracruz. **SAAE Vila do Riacho.** Disponível em :<  
<https://www.saaeara.com.br/informacao/vila-do-riacho/>>. Acesso em :25 set. 2021.

SANTOS, H. R. dos et al. **Aplicabilidade das técnicas de determinação de tamanho de partículas em sistemas de tratamento de água e esgoto sanitário.** Nota Técnica, São Paulo, v. 9, n. 4, p.291-300, out/dez 2004.

SILVA, T. S. **Concepção autossustentável de uma estação de tratamento de água para o município de Campina Grande–PB.** TCC, Graduação em Engenharia Ambiental e Sanitária, Universidade Federal da Paraíba, 2014.

SILVA, E. R. A. D. **Avaliação estratégica para a recuperação das águas residuais da ETA Laranjal/RJ.** Rio de Janeiro: [s.n.], 2015. Dissertação (mestrado), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica e Escola de Química, Programa de Engenharia Ambiental.

SILVEIRA, B.A. **Tratamento de água de abastecimento com aplicação da Moringa oleífera líquida e em pó em diferentes concentrações de solução salina.** 2017.

61f. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à disciplina Trabalho de Conclusão de Curso 2 – Engenharia Ambiental, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Londrina. Londrina, 2017.

SMIDERLE, J. J. **Estudo de viabilidade para destinação final do lodo da ETA Laranja/RJ**. Projeto de Graduação, Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2016.

VIANNA, M. R. **Hidráulica aplicada às estações de tratamento de água**. Belo Horizonte: Instituto de Engenharia Aplicada, 1992.

Vitória, ES, 11 de março de 2022

---

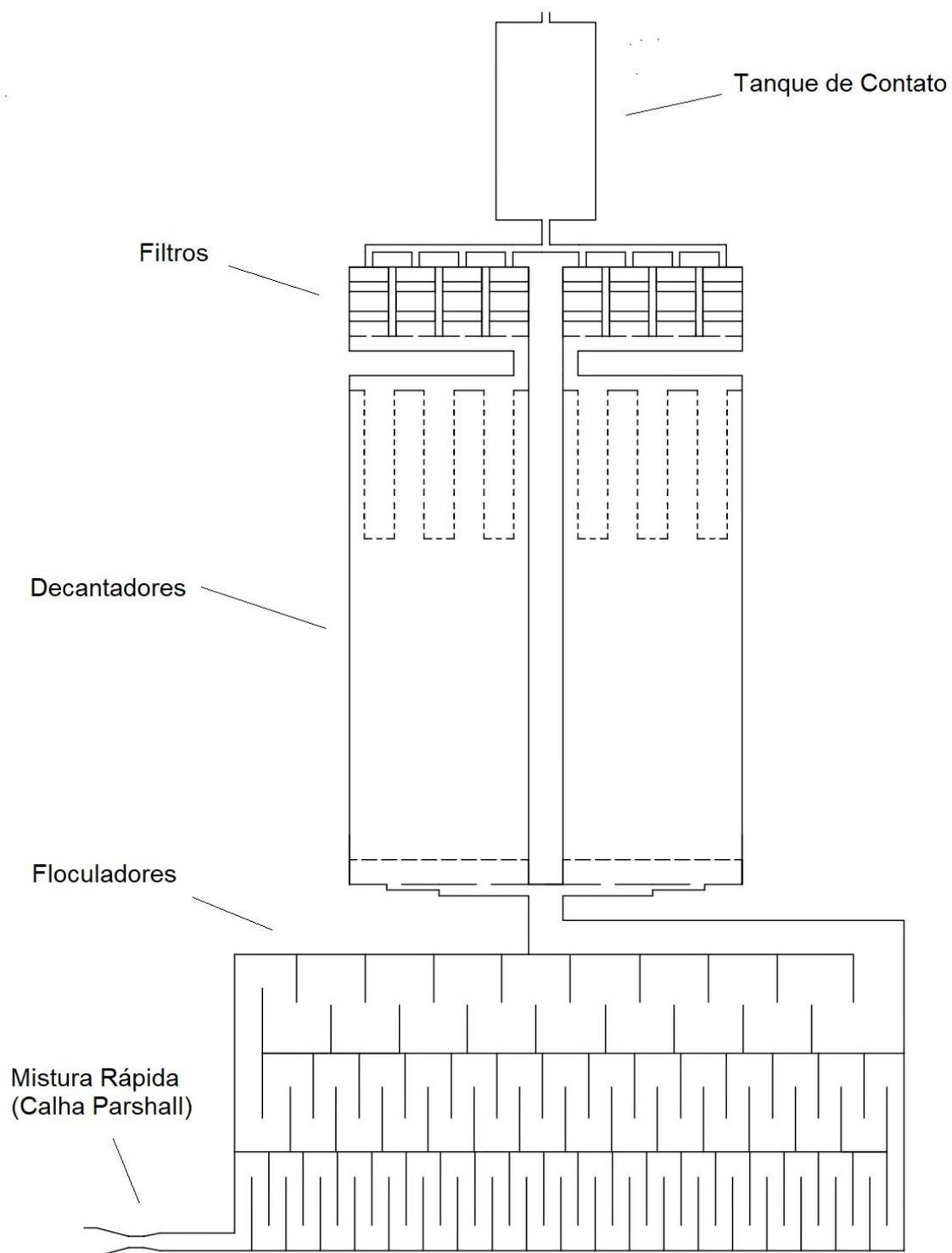
**Profa. Dra. Edumar Ramos Cabral Coelho**

---

**Luiz Guilherme Santos Miranda**

## 9. ANEXOS

## Planta da ETA



# Perfil da Lâmina D'água

