

**COMUSA**

**Serviços de Água e Esgoto de Novo Hamburgo**

**PROJETO REMANESCENTE DE AMPLIAÇÃO  
DAS UNIDADES DE PRODUÇÃO DE ÁGUA  
TRATADA DA ETA NOVO HAMBURGO**

**JANEIRO/2018**

**TÍTULO: PROJETO REMANESCENTE DE AMPLIAÇÃO DAS UNIDADES DE PRODUÇÃO DE ÁGUA TRATADA DA ETA NOVO HAMBURGO/RS**

**Eng. Alexandre Grochau Menezes – CREA/RS 120.157**

**Eng. André de Souza Nunes de Moura – CREA/RS 169.483**

**Eng. Arlindo Soares Räder – CREA/RS 123.055**

**Eng<sup>a</sup>. Christiane Santos da Rocha – CREA/RS 174.979**

**Eng<sup>a</sup>. Daiane da Silveira Fernandes – CREA/RS 152.270**

**Eng<sup>a</sup>. Irupê Botelho Saraiva – CREA/RS 195.513**

**EQUIPE DE APOIO DE ESCRITÓRIO**

**Téc. Cristine Berger**

**Téc. Tanise Melo Nascimento**

**Estagiário Lucas Antônio Pinto Pereira**

**EQUIPE DE APOIO DE CAMPO**

**Téc. Rubens Eduardo Graeff**

**Téc. Alex de Melo Luz**

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>APRESENTAÇÃO REMANESCENTES.....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>IMPLANTAÇÃO .....</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DAS NOVAS UNIDADES DE TRATAMENTO .....</b>	<b>11</b>
3.1	CALHA PARSHALL.....	11
3.1.1	Verificação das Condições de Mistura .....	14
<b>3.2</b>	<b>FLOCULADORES .....</b>	<b>25</b>
3.2.1	Níveis Altimétricos.....	25
3.2.2	Floculador Nº 1 .....	25
3.2.3	Floculador Nº 2 .....	32
3.2.4	Floculador Nº 3 .....	34
<b>3.3</b>	<b>DECANTADOR DE ALTA TAXA.....</b>	<b>40</b>
<b>3.4</b>	<b>FILTROS.....</b>	<b>43</b>
3.4.1	Adaptação dos Filtros Atuais.....	44
3.4.2	Operação dos Filtros Remodelados .....	45
<b>3.5</b>	<b>CÂMARA DE MISTURA E INTERLIGAÇÃO COM A CÂMARA ANTIGA</b>	<b>51</b>
<b>3.6</b>	<b>ELEVATÓRIA DE BARRELA.....</b>	<b>54</b>
<b>3.7</b>	<b>INTERLIGAÇÃO ENTRE UNIDADES DE TRATAMENTO .....</b>	<b>57</b>
<b>3.8</b>	<b>REDE DE DESVIO DA LAVAGEM DOS FILTROS.....</b>	<b>58</b>
<b>3.9</b>	<b>DESVIO DA REDE BOMBEADA.....</b>	<b>59</b>
<b>3.10</b>	<b>CORTES ENTRE AS ESTRUTURAS.....</b>	<b>60</b>
<b>3.11</b>	<b>IMPERMEABILIZAÇÃO DOS BLOCOS HIDRÁULICOS.....</b>	<b>62</b>
<b>3.12</b>	<b>INSTALAÇÃO DAS COMPORTAS .....</b>	<b>63</b>
<b>4</b>	<b>DOSAGEM DE PRODUTOS QUÍMICOS .....</b>	<b>67</b>
<b>4.1</b>	<b>ÁCIDO FLUOSSILÍCICO .....</b>	<b>67</b>
4.1.1	Consumo Diário (Cd): .....	67
4.1.2	Volume de Estoque (VE):.....	67
<b>4.2</b>	<b>SULFATO DE ALUMÍNIO.....</b>	<b>68</b>
4.2.1	Consumo Diário (Cd): .....	68
4.2.2	Volume de Estoque (VE):.....	68
4.2.3	Vazão de Dosagem (qd): .....	68
4.2.4	Sistema de Dosagem:.....	68

---

4.2.5	Tubulação: .....	69
<b>4.3</b>	<b>HIDRÓXIDO DE SÓDIO .....</b>	<b>69</b>
4.3.1	Consumo Diário (Cd): .....	69
4.3.2	Volume de Estoque (VE):.....	69
4.3.3	Vazão de Dosagem (qd): .....	69
4.3.4	Sistema de Dosagem:.....	70
4.3.5	Tubulação: .....	70
<b>4.4</b>	<b>HIPOCLORITO DE SÓDIO.....</b>	<b>70</b>
<b>4.5</b>	<b>CARVÃO ATIVADO.....</b>	<b>71</b>
<b>5</b>	<b>VOLUME DOS TANQUES E BACIAS DE CONTENÇÃO .....</b>	<b>73</b>
	<b>REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>76</b>

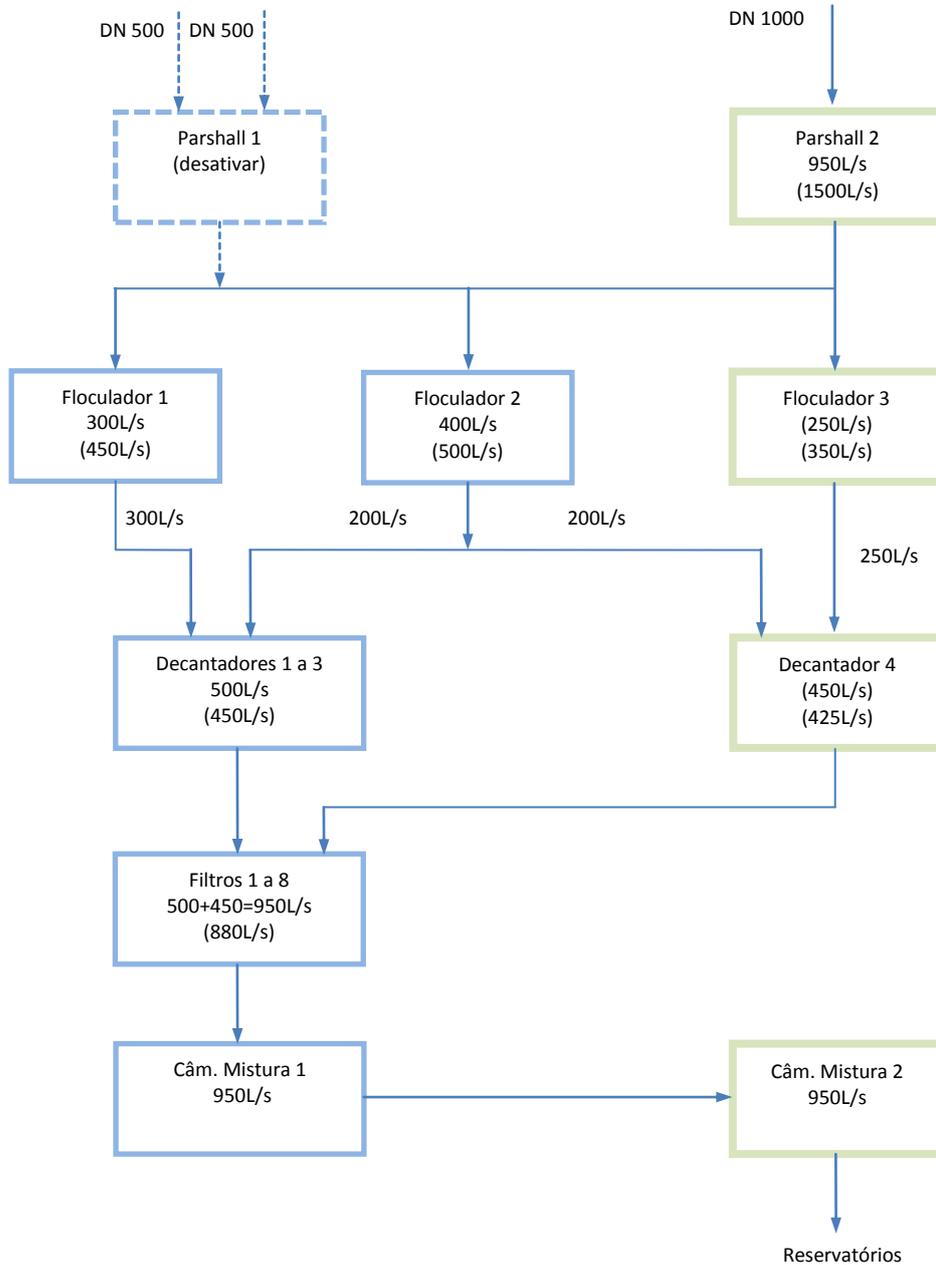
## 1 APRESENTAÇÃO REMANESCENTES

O presente trabalho tem como objetivo a apresentação dos **Projetos Executivos Remanescentes de Engenharia para a Ampliação das Unidades de Produção de Água Tratada da ETA Novo Hamburgo**, abrangendo:

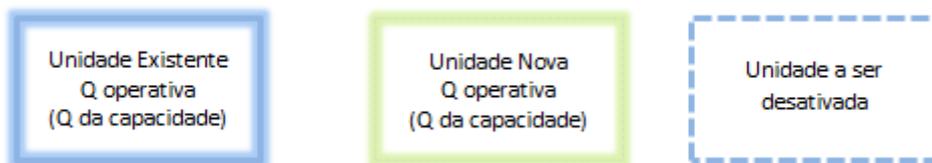
- Instalação de nova Calha Parshall padronizada;
- Construção do Floculador nº 3 e a revisão de seu projeto estrutural;
- Projeto de impermeabilização dos blocos hidráulicos;
- Reforma do Floculador nº2 e a revisão de seu projeto estrutural;
- Desvio da Rede de Lavagem dos filtros;
- Desvio da Rede Bombeada;
- Interligação entre unidades de tratamento;
- Corte nas estruturas;
- Instalação de comportas;
- Finalização do decantador de alta taxa (Decantador 4) e construção dos poços de visita;
- Execução do muro de contenção no talude da tancagem nova;
- Instalação de equipamentos da Casa de Químicos;
- Reforma na Tancagem antiga e, readequação das bacias de contenção;
- Descrição do Tratamento Químico;
- Troca das camadas filtrantes dos filtros existentes;
- Barrilete de saída da nova câmara de mistura;
- Instalação de Equipamentos;
- Urbanização;

A ETA existente, que atualmente trata aproximadamente **760 l/s**, teve sua concepção e operação iniciada pela CORSAN – Companhia Riograndense de Saneamento, passando ao controle da COMUSA na década de 90. O Projeto visa ampliar a capacidade do sistema para **950 l/s** numa primeira etapa, de acordo com as projeções populacionais elaboradas para os próximos 30 anos. Parte da obra constante no projeto executivo inicial encontra-se pronta, cabendo nesta etapa os serviços necessários para à conclusão das obras da ETA.

Abaixo, apresenta-se o novo fluxograma de tratamento da ETA, considerando-se as unidades existentes combinadas com as novas:



Legenda:



Na tabela abaixo, encontram-se consolidadas as novas cargas aplicadas às unidades existentes e novas, após o que a ETA passará à capacidade de tratamento de 950 l/s.

**Quadro 1 - Capacidade das Unidades de Tratamento e Operação Futura**

	Operação Futura	
UNIDADE	Capacidade Nominal (l/s)	A Operar (l/s)
<b>MISTURA RÁPIDA</b>		
Parshall 1	-	0,00
<b>Parshall 2</b>	1.500,00	950,00
<b>Total Parshall</b>	-	<b>950,00</b>
<b>MISTURA LENTA</b>		
Floculador 1	450,00	300,00
Floculador 2	500,00	400,00
<b>Floculador 3</b>	350,00	250,00
<b>Total Floculadores</b>	<b>1.300,00</b>	<b>950,00</b>
<b>DECANTAÇÃO</b>		
Decantador 1	150,00	175,00
Decantador 2	150,00	175,00
Decantador 3	150,00	175,00
<b>Decantador 4</b>	425,00	425,00
<b>Total Decantadores</b>	<b>950,00</b>	<b>950,00</b>
<b>FILTRAÇÃO</b>		
Filtro 1	110,00	118,75
Filtro 2	110,00	118,75
Filtro 3	110,00	118,75
Filtro 4	110,00	118,75
Filtro 5	110,00	118,75
Filtro 6	110,00	118,75
Filtro 7	110,00	118,75
Filtro 8	110,00	118,75
<b>Total</b>	<b>880,00</b>	<b>950,00</b>

Observações:

- Filtros existentes 1 a 8 considerando-se a troca da camada filtrante por dupla camada de areia e antracito no cálculo da capacidade;
- Células destacadas referem-se às novas unidades.

A Tabela 1 mostra o status dos serviços das unidades previstas no escopo do projeto:

	<b>concluído</b>	<b>faltante</b>
<b>Nova Calha Parshall</b>	parte estrutural que irá receber a peça nova	instalação
<b>Floculador 3</b>		revisão de projeto estrutural, construção da estrutura, execução de instalação hidromecânica
<b>Impermeabilização</b>		execução
<b>Reforma do Floculador 2</b>		revisão de projeto estrutural, elevação das paredes, construção das passarelas, impermeabilização, troca das chicanas
<b>Desvio da Rede de Lavagem dos Filtros</b>	aquisição dos tubos	construção dos blocos de ancoragem, lançamento da rede, interligação ao sistema
<b>Desvio da Rede Bombeada</b>		aquisição das peças, construção dos blocos de ancoragem, lançamento da rede, interligação ao sistema
<b>Interligação das unidades de tratamento</b>		conclusão dos serviços dos blocos hidráulicos
<b>Corte nas estruturas</b>		execução
<b>Instalação das Comportas</b>		aquisição das comportas, execução
<b>Decantador 4</b>	estrutura	execução de parte hidromecânica, contemplando poço de chegada contenção talude sob tancagem nova
<b>Poços de Visita do Decantador 4</b>		construção, lançamento dos tubos para interligação entre os PVS e decantador
<b>Instalação de equipamentos na Casa Químicos</b>	casa pronta para receber equipamentos	instalação
<b>Reforma da tancagem antiga</b>		elevação das paredes, execução de revestimento, impermeabilização, reforma das canaletas
<b>Tancagem nova</b>	estrutura	impermeabilização, instalação dos tanques, instalação hidromecânica
<b>Troca dos leitos filtrantes</b>	processo de compra dos leitos	execução
<b>Urbanização</b>		conclusão das demais obras para início das atividades

Tabela 1.



## 2 IMPLANTAÇÃO

Na Figura 1 pode-se ver a proposição das novas unidades na porção de terreno disponível a leste das unidades existentes:

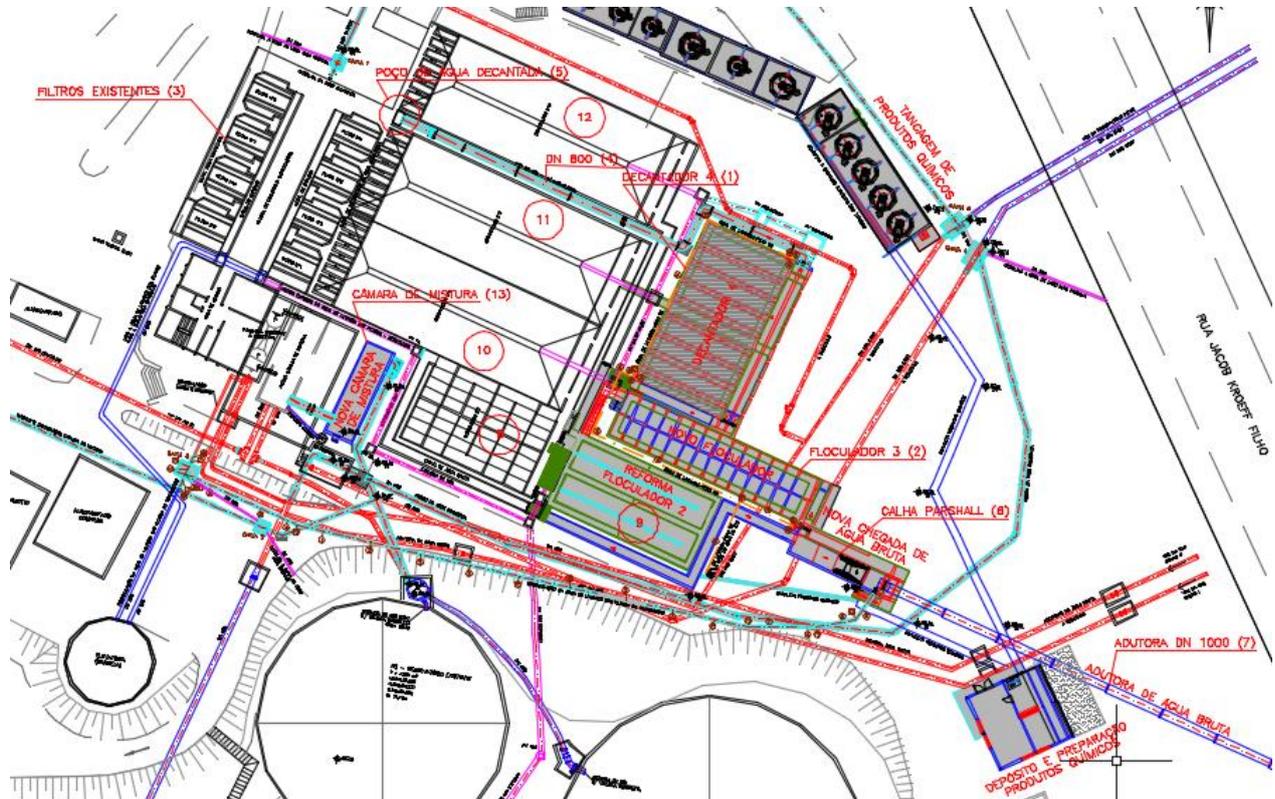


Figura 1 - Planta baixa geral da ETA - Etapa Final (ilustrativa) - (013-AG-PE-ETA-PH-001-R00)

Na implantação acima, percebe-se a implantação do Decantador 4 (1), precedidos de um novo Floculador 3 (2), sendo a água decantada encaminhada para os filtros existentes (3) através de tubulação de 800mm (4) que passará entre os Decantadores 2 (11) e 3 (12) e encontrará o Poço de Chegada de Água Decantada (5).

O conjunto todo será alimentado pela nova Calha Parshall (6), localizada à direita do desenho, ao lado do Floculador 2 (9).

A implantação obedece ao seguinte fluxo: a água bruta chega à Calha Parshall (6) através da nova adutora (DN 1000) (7), recebendo tratamento químico inicial, sendo após encaminhada, por um lado, aos floculadores 1 (8) e 2 (9) e, por outro, ao floculador 3 (2) (novo).

A água proveniente do floculador 1 (8) será inteiramente encaminhada aos decantadores existentes (1, 2 e 3) (10,11,12) e após será encaminhada aos filtros existentes 1 ao 8 (3).

A vazão efluente dos floculadores 2 (9) e 3 (2) será inteiramente encaminhada ao novo decantador 4 (1), para após decantação, ser encaminhada aos filtros existentes (3). A água dos filtros existentes (3) será encaminhada a câmara existente e câmara nova (13). As duas câmaras possuem conexão e haverá apenas uma saída em direção aos reservatórios, por meio da nova câmara (13).

### 3 DIMENSIONAMENTO DAS NOVAS UNIDADES DE TRATAMENTO

O item a seguir abordará o dimensionamento das novas unidades, as quais operarão em conjunto com as unidades existentes, obedecendo às cargas a serem aplicadas conforme indicado no item 1.

Consideram-se novas unidades de tratamentos, seguindo o fluxo do escoamento:

- Calha Parshall;
- Floculador N° 3;
- Decantador N° 4;
- Nova Câmara de Mistura.

#### 3.1 CALHA PARSHALL

Como unidade de mistura rápida, optou-se pela instalação de uma calha Parshall, de dimensões padronizadas, sendo esta escolha aprovada em diversas estações de tratamento. A calha é uma estrutura com paredes verticais, contendo um trecho convergente para a entrada de água, um trecho contraído, em declive, e um trecho divergente, em auge. Por possuir tais características, produz o ressalto hidráulico adequado à mistura de coagulantes e também possibilitam a medição da vazão. A norma vigente no Brasil é a norma NBR/ISO 9826:2008.

As tabelas a seguir são apresentadas as dimensões e características das calhas segundo a norma vigente no Brasil.

Calha Parshall n°	Largura da Garganta $b$ (m)	Equação da vazão <sup>1)</sup> $Q = \lambda h_a^n$ (m <sup>3</sup> /s)	Intervalo de altura $h_a$ (m)		Intervalo de Vazão <sup>2)</sup> $Q$ (x10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> /s)		Limite Modular $\sigma_c$ (experimental)	Razão de submergência $\sigma$ (recomendado)
			Min.	Max.	Min.	Max.		
			4	5	6	7		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0,152	$0,381 h_a^{1,550}$	0,03	0,45	1,5	100	0,55	0,6
2	0,25	$0,561 h_a^{1,513}$	0,03	0,60	3,0	250	-	0,6

3	0,30	$0,679h_a^{1,521}$	0,03	0,75	3,5	400	0,62	0,6
4	0,45	$1,038h_a^{1,537}$	0,03	0,75	4,5	630	0,64	0,6
5	0,60	$1,403h_a^{1,548}$	0,05	0,75	12,5	850	0,66	0,6
6	0,75	$1,772h_a^{1,557}$	0,06	0,75	25,0	1100	0,67	0,6
7	0,90	$2,147h_a^{1,565}$	0,06	0,75	30,0	1250	0,68	0,6
8	<b>1,00</b>	$2,397h_a^{1,569}$	<b>0,06</b>	<b>0,80</b>	<b>30,0</b>	<b>1500</b>	-	<b>0,7</b>
9	1,20	$2,904h_a^{1,577}$	0,06	0,80	35,0	2000	0,70	0,7
10	1,50	$3,668h_a^{1,586}$	0,06	0,80	45,0	2500	0,72	0,7
11	1,80	$4,440h_a^{1,593}$	0,08	0,80	80,0	3000	0,74	0,7
12	2,10	$5,222h_a^{1,599}$	0,08	0,80	95,0	3600	0,76	0,7
13	2,40	$6,004h_a^{1,605}$	0,08	0,80	100,0	4000	0,78	0,7

1)  $\lambda = C_d b \times 3,279^n$  onde:  $C_d$  é o coeficiente de descarga; n é um expoente dependente de b

2) Valores arredondados

Tabela 1.

Calha Parshall Nº	Garganta					Seção de Entrada				Seção de Saída			Altura da Parede $h_c$
	$b$	$l$	$X$	$Y$	$h_{p1}$	$b_1$	$l_1$	$l_e$	$l_a$	$h_2$	$l_2$	$h_{p2}$	
1	0,152	0,305	0,050	0,075	0,115	0,400	0,610	0,622	0,415	0,390	0,610	0,012	0,600
2	0,250	0,600	0,050	0,075	0,230	0,780	1,325	1,352	0,900	0,550	0,920	0,072	0,800
3	0,300	0,600	0,050	0,075	0,230	0,840	1,350	1,377	0,920	0,600	0,920	0,072	0,950
4	0,450	0,600	0,050	0,075	0,230	1,020	1,425	1,454	0,967	0,750	0,920	0,072	0,950
5	0,600	0,600	0,050	0,075	0,230	1,200	1,500	1,530	1,020	0,900	0,920	0,072	0,950
6	0,750	0,600	0,050	0,075	0,230	1,380	1,575	1,607	1,074	1,050	0,920	0,072	0,950
7	0,900	0,600	0,050	0,075	0,230	1,560	1,650	1,683	1,121	1,200	0,920	0,072	0,950
8	<b>1,000</b>	<b>0,600</b>	<b>0,050</b>	<b>0,075</b>	<b>0,230</b>	<b>1,680</b>	<b>1,700</b>	<b>1,734</b>	<b>1,161</b>	<b>1,300</b>	<b>0,920</b>	<b>0,072</b>	<b>1,000</b>
9	1,200	0,600	0,050	0,075	0,230	1,920	1,800	1,836	1,227	1,500	0,920	0,072	1,000
10	1,500	0,600	0,050	0,075	0,230	2,280	1,950	1,989	1,329	1,800	0,920	0,072	1,000
11	1,800	0,600	0,050	0,075	0,230	2,640	2,100	2,142	1,427	2,100	0,920	0,072	1,000
12	2,100	0,600	0,050	0,075	0,230	3,000	2,250	2,295	1,534	2,400	0,920	0,072	1,000
13	2,400	0,600	0,050	0,075	0,230	3,380	2,400	2,448	1,632	2,700	0,920	0,072	1,000

Tabela 2.



Considerando a vazão de projeto, para uma primeira etapa de 950 l/s, foi selecionada a calha de nº 8, pois admite individualmente uma vazão entre 30 e 1500 l/s.

A instalação da calha Parshall deverá estar associada a medidores ultrassônicos de vazão (transdutores).

### 3.1.1 Verificação das Condições de Mistura

#### 3.1.1.1 Vazão de 950 l/s

##### Altura da água na seção de medição:

Da tabela 1, obtém-se a equação da vazão:

$$Q = \lambda \times h_a^n$$

$\lambda$ : constante, obtida na tabela 1, para calha nº 8,  $\lambda = 2,397$ ;

$n$ : constante, obtida na tabela 1, para calha nº 8,  $n = 1,569$ ;

$h_a$ = altura de água (m);

$Q$ : vazão de operação (m<sup>3</sup>/s).

$$h_a = \left(\frac{Q}{\lambda}\right)^{\frac{1}{n}}$$

$$h_a = \left(\frac{0,95}{2,397}\right)^{\frac{1}{1,569}}$$

$$h_a = 0,554m$$

##### Largura na seção de medição:

$$b_a = \frac{2}{3} \times (b_1 - b) + b$$

$b_1$ : largura na seção de entrada (m);

$b$ : largura da garganta (m).

$$b_a = \frac{2}{3} \times (1,68 - 1,00) + 1,00$$

$$b_a = 1,453m$$

Velocidade da água na seção de medição:

$$v_a = \frac{Q}{h_a \times b_a}$$

Q: vazão de operação (m<sup>3</sup>/s);

h<sub>a</sub>: altura de água na seção de medição (m);

b<sub>a</sub>: largura na seção de medição (m).

$$v_a = \frac{0,95}{0,55 \times 1,453}$$

$$v_a = 1,18 \text{ m/s}$$

Vazão específica na garganta:

$$Q_a = \frac{Q}{b}$$

Q: vazão de operação (m<sup>3</sup>/s);

b: largura da garganta (m).

$$Q_a = \frac{0,95}{1,00}$$

$$Q_a = 0,95 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Carga hidráulica disponível:

$$E_0 = \frac{v_a^2}{2g} + h_a + h_{p1}$$

v<sub>a</sub>: velocidade na seção de medição (m/s);

g: gravidade (9,806 m/s<sup>2</sup>);

h<sub>a</sub>: altura de água na seção de medição (m);

h<sub>p1</sub>: perda de carga na garganta (m).

$$E_0 = \frac{1,18^2}{2 \times 9,806} + 0,55 + 0,23$$

$$E_0 = 0,855 \text{ m}$$

Cálculo da velocidade antes do ressalto hidráulico:

Calculo do ângulo fictício  $\theta$ :

$$\theta = \arcsin \left[ \frac{g \times Q}{b \times \left( \frac{2}{3} \times g \times E_0 \right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

g: gravidade (9,806 m/s<sup>2</sup>);

Q: vazão de operação (m<sup>3</sup>/s);

E<sub>0</sub>: carga hidráulica disponível (m).

$$\theta = \arcsin \left[ \frac{9,806 \times 0,95}{1 \times \left( \frac{2}{3} \times 9,806 \times 0,855 \right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\theta = 2,353 \text{ rad}$$

Velocidade no início do ressalto:

$$v_1 = 2 \times \cos \left( \frac{\theta}{3} \right) \times \sqrt{\frac{2 \times g \times E_0}{3}}$$

$$v_1 = 2 \times \cos \left( \frac{2,353}{3} \right) \times \sqrt{\frac{2 \times 9,806 \times 0,855}{3}}$$

$$v_1 = 3,35 \text{ m/s}$$

Altura de água antes do ressalto:

$$h_1 = \frac{Q}{b \times v_1}$$

Q: vazão de operação (m<sup>3</sup>/s);

b: largura da garganta (m);

v<sub>1</sub>: velocidade antes do ressalto (m/s).

$$h_1 = \frac{0,95}{1 \times 3,35}$$

$$h_1 = 0,284 \text{ m}$$



Número de Froude:

$$F_r = \frac{v_1}{\sqrt{g \times h_1}}$$

$v_1$ : velocidade antes do ressalto (m/s);

$g$ : gravidade (9,806 m/s<sup>2</sup>);

$h_1$ : altura de água antes do ressalto (m).

$$F_r = \frac{3,35}{\sqrt{9,806 \times 0,284}}$$

$$F_r = 2,01$$

Altura de água na seção de saída:

Altura de água na seção seguinte à calha

$$h_3 = \frac{h_1}{2} \times (\sqrt{1 + 8 \times F_r^2} - 1)$$

$h_1$ : altura de água antes do ressalto (m);

$F_r$ : número de Froude (adimensional).

$$h_3 = \frac{0,284}{2} \times (\sqrt{1 + 8 \times 2,01^2} - 1)$$

$$h_3 = 0,676m$$

Altura de água na seção de saída

$$h_2 = h_3 - h_{p1} + h_{p2}$$

$h_3$ : altura de água na seção seguinte à calha (m);

$h_{p1}$ : perda de carga na garganta (m);

$h_{p2}$ : perda de carga entre a seção de entrada e a de saída (m).

$$h_2 = 0,676 - 0,230 + 0,072$$

$$h_2 = 0,518$$

Velocidade na saída da calha:

$$v_2 = \frac{Q}{b \times h_2}$$

Q: vazão de operação (m<sup>3</sup>/s);

b: largura da garganta (m);

h<sub>2</sub>: altura de água no ressalto (m).

$$v_2 = \frac{0,95}{1,00 \times 0,676}$$
$$v_2 = 1,41 \text{ m/s}$$

Cálculo da perda de carga:

$$h_p = \frac{(h_3 - h_1)^3}{4 \times h_3 \times h_1}$$

h<sub>1</sub>: altura de água antes do ressalto (m);

h<sub>3</sub>: altura de água na seção seguinte à calha (m).

$$h_p = \frac{(0,676 - 0,284)^3}{4 \times 0,676 \times 0,284}$$
$$h_p = 0,079 \text{ m}$$

Tempo de mistura:

$$T = \frac{2 \times l_2}{v_1 + v_2}$$

l<sub>2</sub>: comprimento da seção de saída (m);

v<sub>1</sub>: velocidade antes do ressalto (m/s);

v<sub>2</sub>: velocidade na saída da calha (m/s).

$$T = \frac{2 \times 0,92}{3,35 + 1,41}$$
$$T = 0,39 \text{ s}$$

Gradiente de velocidade:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu} \times \frac{h_p}{T}}$$

$\gamma$ : peso específico da água (1000 kg/m<sup>3</sup>);

$\mu$ : coeficiente de viscosidade da água (1,67 x 10<sup>-4</sup> kgf.s/m<sup>2</sup>);

$h_p$ : perda de carga (m);

T: tempo de mistura (s).

$$G = \sqrt{\frac{1000}{1,67 \times 10^{-4}} \times \frac{0,079}{0,39}}$$

$$G = 1103,48s^{-1}$$

Número de Camp:

$$NC = G \times T$$

G: gradiente de velocidade (s<sup>-1</sup>);

T: tempo de mistura (s).

$$NC = 1103,48 \times 0,39$$

$$NC = 426,66$$

3.1.1.2 Vazão de 1300 l/s

Altura da água na seção de medição:

$$Q = \lambda \times h_a^n$$

$$h_a = \left(\frac{Q}{\lambda}\right)^{\frac{1}{n}}$$

$$h_a = \left(\frac{1,30}{2,397}\right)^{\frac{1}{1,569}}$$

$$h_a = 0,68m$$

Largura na seção de medição:

$$b_a = \frac{2}{3} \times (b_1 - b) + b$$

$$b_a = \frac{2}{3} \times (1,68 - 1,00) + 1,00$$

$$b_a = 1,453m$$

Velocidade da água na seção de medição:

$$v_a = \frac{Q}{h_a \times b_a}$$

$$v_a = \frac{1,30}{0,68 \times 1,453}$$

$$v_a = 1,32m/s$$

Vazão específica na garganta:

$$Q_a = \frac{Q}{b}$$

$$Q_a = \frac{1,30}{1,00}$$

$$Q_a = 1,30 \text{ m}^3/s/m$$

Carga hidráulica disponível:

$$E_0 = \frac{v_a^2}{2g} + h_a + h_{p1}$$

$$E_0 = \frac{1,32^2}{2 \times 9,806} + 0,68 + 0,23$$

$$E_0 = 0,996m$$

Cálculo da velocidade antes do ressalto hidráulico:

Calculo do ângulo fictício  $\theta$ :

$$\theta = \arcsin \left[ \frac{g \times Q}{b \times \left( \frac{2}{3} \times g \times E_0 \right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\theta = \arcsin \left[ \frac{9,806 \times 1,30}{1 \times \left( \frac{2}{3} \times 9,806 \times 0,996 \right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\theta = 2,445 \text{ rad}$$

Velocidade no início do ressalto:

$$v_1 = 2 \times \cos \left( \frac{\theta}{3} \right) \times \sqrt{\frac{2 \times g \times E_0}{3}}$$

$$v_1 = 2 \times \cos \left( \frac{2,445}{3} \right) \times \sqrt{\frac{2 \times 9,806 \times 0,996}{3}}$$

$$v_1 = 3,50 \text{ m/s}$$

Altura de água antes do ressalto:

$$h_1 = \frac{Q}{b \times v_1}$$

$$h_1 = \frac{1,30}{1 \times 3,50}$$

$$h_1 = 0,371 \text{ m}$$

Número de Froude:

$$F_r = \frac{v_1}{\sqrt{g \times h_1}}$$

$$F_r = \frac{3,50}{\sqrt{9,806 \times 0,371}}$$

$$F_r = 1,83$$

Altura de água na seção de saída:

$$h_3 = \frac{h_1}{2} \times (\sqrt{1 + 8 \times F_r^2} - 1)$$

$$h_3 = \frac{0,371}{2} \times (\sqrt{1 + 8 \times 1,83^2} - 1)$$

$$h_3 = 0,795m$$

$$h_2 = h_3 - h_{p1} + h_{p2}$$

$$h_2 = 0,795 - 0,230 + 0,072$$

$$h_2 = 0,637$$

Velocidade na saída da calha:

$$v_2 = \frac{Q}{b_2 \times h_2}$$

$$v_2 = \frac{1,30}{1,30 \times 0,637}$$

$$v_2 = 1,57m/s$$

Cálculo da perda de carga:

$$h_p = \frac{(h_3 - h_1)^3}{4 \times h_3 \times h_1}$$

$$h_p = \frac{(0,795 - 0,371)^3}{4 \times 0,795 \times 0,371}$$

$$h_p = 0,064m$$

Tempo de mistura:

$$T = \frac{2 \times l_2}{v_1 + v_2}$$

$$T = \frac{2 \times 0,92}{3,50 + 1,57}$$

$$T = 0,36s$$

Gradiente de velocidade:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu} \times \frac{h_p}{T}}$$

$$G = \sqrt{\frac{1000}{1,67 \times 10^{-4}} \times \frac{0,064}{0,36}}$$

$$G = 1031,41s^{-1}$$

Número de Camp:

$$NC = G \times T$$

$$NC = 1031,41 \times 0,36$$

$$NC = 374,39$$

3.1.1.3 Resultados

Na tabela a seguir é apresentado um resumo dos resultados obtidos no cálculo de verificação das condições de mistura da Calha Parshall selecionada para ser utilizada na ampliação da ETA.

Item	Unidade	Vazão de 950 l/s	Vazão de 1300 l/s	Descrição
<b>h<sub>a</sub></b>	m	0,554	0,677	Altura de água na seção de medição
<b>b<sub>a</sub></b>	m	1,453	1,453	Largura na seção de medição
<b>Q<sub>a</sub></b>	m <sup>3</sup> /s/m	0,95	1,30	Vazão específica na garganta
<b>v<sub>a</sub></b>	m/s	1,18	1,32	Velocidade na seção de medição
<b>E<sub>0</sub></b>	m	0,855	0,996	Carga hidráulica disponível

$v_1$	m/s	3,35	3,50	Velocidade antes do ressalto
$h_1$	m	0,284	0,371	Altura de água antes do ressalto
$F_r$	Adimensional	2,01	1,83	Número de Froude
$h_3$	m	0,676	0,795	Altura na seção de saída
$h_2$	m	0,518	0,637	Altura na seção de saída
$v_2$	m/s	1,41	1,57	Velocidade na saída da calha
$h_p$	m	0,079	0,064	Perda de carga
$T$	s	0,39	0,36	Tempo de mistura
$G$	$s^{-1}$	1103,48	1031,41	Gradiente de velocidade
$NC$	Adimensional	426,66	374,39	Número de Camp

Tabela 3 – Resumo dos resultados.

Segundo a norma NBR 12216/1992 os seguintes parâmetros devem ser obedecidos:

Mistura: gradiente de velocidade entre  $700s^{-1}$  e  $1100s^{-1}$ .

Tempo de mistura: inferior 5s.

Ressalto hidráulico:  $1,7 < F_r < 2,5$  resulta em ressalto hidráulico fraco, com pouca dissipação de energia. Parâmetro de acordo para misturador rápido.

Segundo a norma NBR ISO 9826/2008 os seguintes parâmetros são recomendados:

Razão de submergência de 0,7 para calhas com garganta entre 1 e 2,40m.

Perda de carga no medidor não superior à carga total disponível.

Segundo a tabela anterior é verificado os seguintes resultados: gradiente de velocidade de  $1103,48 s^{-1}$  para vazão de 950 l/s e  $1031,41 s^{-1}$  para 1300 l/s, tempo de mistura de 0,39 s para vazão de 950 l/s e de 0,36 para 1300 l/s e número de Froude de 2,01 para vazão de 950 l/s e de 1,83 para 1300 l/s.



Analisando os resultados obtidos na verificação das condições de mistura da calha Parshall observa-se que para as duas vazões de projeto, 950 l/s e 1300 l/s, a calha escolhida como misturador rápido, a de número 8 atende aos requisitos da NBR 12216/1992, mesmo que o gradiente de velocidade na vazão de 950 l/s ficou um pouco acima do recomendado.

Verifica-se também que foram atendidos os parâmetros recomendados pela NBR ISO 9826/2008. A perda de carga ficou menor do que a carga total disponível.

Com isso, conclui-se que a calha Parshall de nº 8 é a mais adequada para utilização na ampliação da ETA.

## **3.2 FLOCULADORES**

### **3.2.1 Níveis Altimétricos**

As cotas de nível das novas unidades têm como referência as cotas das unidades existentes informadas pela COMUSA, em plantas contendo topografia do terreno da ETA. De modo simplificado, afirma-se que a cota da borda superior das novas unidades encontrar-se-ão 50cm acima da borda superior das unidades existentes, conforme indicado em projeto.

### **3.2.2 Floculador Nº 1**

A ETA conta com dois floculadores hidráulicos. O floculador 1 possui seis câmaras separadas por paredes em concreto armado. A passagem da água entre as câmaras se dá ora por vertedor afogado de 1 m de largura, junto à superfície, ora por orifício submerso, junto ao fundo.

A alimentação ao floculador 1 ocorre junto ao canal proveniente da calha Parshall. A partir daí, a água passa pelas seis câmaras por cima e por baixo alternadamente, até sair pelo canal de água floculada, que vai aos decantadores 1 e 2.

Como as câmaras do floculador 1 são de grande largura, a água, ao percorrê-las, proporciona um gradiente de velocidade extremamente baixo, ao contrário do que ocorre nas passagens que as interligam, onde o gradiente se eleva.

O gradiente de velocidade nas câmaras pode ser definido utilizando-se a expressão abaixo:

$$G = \sqrt{\frac{g \cdot h}{\nu \cdot T}} \quad (1)$$

Sendo:

- G: gradiente de velocidade, em  $s^{-1}$ ;
- $\nu$ : viscosidade cinemática da água, definida em  $1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ;
- h: perda de carga, em m;
- T: tempo de detenção hidráulica, em s.

Substituindo a perda de carga pela carga unitária dada pela fórmula de Manning e rearranjando a expressão original, obtém-se a fórmula para o gradiente de velocidade para mistura hidráulica em linha:

$$G = n \sqrt{\frac{g}{\nu}} R h^{-0,67} U^{1,5} \quad (2)$$

Sendo:

- n: coeficiente da fórmula de Manning, definido em 0,012 para concreto liso;
- Rh: raio hidráulico, em m;
- U: velocidade do escoamento, em m/s.

#### Parâmetros hidráulicos (situação 1):

A ETA atualmente apresenta uma vazão de tratamento de 760 l/s, e admitindo-se que metade da vazão tratada seja encaminhada ao flocculador 1, tem-se um escoamento de 380 l/s nesta unidade. A largura considerada da câmara é de 5,0 m, com uma altura de lâmina d'água em torno de 3,90 m, originando nos resultados abaixo:

- Velocidade  $U = Q/A = 0,38/(3,9 \times 5) = 0,0195 \text{ m/s}$ ;
- $Rh = A/Pm = (3,9 \times 5)/(2 \times 3,9 + 5) = 1,52 \text{ m}$ ;
- $G = 0,012 \times (9,806/1,01 \times 10^{-6})^{0,5} \times 1,52^{-0,67} \times 0,0195^{1,5} = 0,1 \text{ s}^{-1}$ .

O gradiente de velocidade das passagens inferiores pode ser definido utilizando-se a mesma expressão. As dimensões das passagens, estimadas em projeto obtido junto à biblioteca da CORSAN, são de 1,0 x 1,0 m:

- Velocidade  $U = Q/A = 0,38/1 = 0,38$  m/s;
- $Rh = A/Pm = 1/4 = 0,25$  m;
- $G = 0,012 \times (9,806/1,01 \times 10^{-6})^{0,5} \times 0,25^{-0,67} \times 0,38^{1,5} = 22$  s<sup>-1</sup>.

Nos vertedores, o gradiente foi calculado considerando-se a largura de 1,0 m pela profundidade da lâmina d'água em 0,6 m:

- Velocidade  $U = Q/A = 0,38/(1 \times 0,6) = 0,63$  m/s;
- $Rh = A/Pm = (1 \times 0,6)/(2 \times 0,6 + 1) = 0,27$  m;
- $G = 0,012 \times (9,806/1,01 \times 10^{-6})^{0,5} \times 0,27^{-0,67} \times 0,63^{1,5} = 45$  s<sup>-1</sup>.

O gradiente de velocidade médio da unidade foi calculado conforme abaixo:

- $TDH = V/Q = (10,5 \times 15,5 \times 3,9) / 0,38 = 1670$  s = 27,8 min;
- Perda de carga nas passagens superiores:  $Hf_{sup} = k \times v^2 / (2 \times g) = 3 \times 0,63^2 / (2 \times 9,806) = 0,06$  m;
- Perda de carga nas passagens inferiores:  $Hf_{inf} = Q^2 / (2 \times g \times A^2 \times Cd^2) = 0,38^2 / (2 \times 9,806 \times 1^2 \times 0,87^2) = 0,01$  m;
- Perda de carga nos trechos retos (câmaras):  $H = L \times J = L \times (n \times Rh^{-0,67})^2 \times v^2 = (3 \times 10,5) \times (0,012 \times 1,52^{-0,67})^2 \times 0,0195^2 \approx 0$ ;
- Perda de carga total =  $4 \times 0,06 + 3 \times 0,01 = 0,27$  m;
- Gradiente de velocidades médio no floculador:  $G = [(g / v) \times (h / TDH)]^{0,5} = [(9,806 / 1,01 \times 10^{-6}) \times (0,27 / 1670)]^{0,5} = 39,6$  s<sup>-1</sup>.

Observa-se, portanto, que os gradientes de velocidade encontram-se abaixo do limite recomendado de 70 s<sup>-1</sup>, com a ressalva de se ter um gradiente de 45 s<sup>-1</sup> no final do floculador, quando o limite recomendado pela NBR 12216, item 5.9.2.2, é de 10 s<sup>-1</sup> para se evitar quebra do floco formado.

A condição de estabilidade dos flocos pode ser estimada pela expressão de Soucek e Sindelar (1967):

$$S = G \cdot Re^{-0,5} \quad (3)$$

Sendo:

- S: Parâmetro para as condições de turbulência, em  $s^{-1}$ ;
- Re: número de Reynolds.

Para águas de baixa alcalinidade e sulfato de alumínio como coagulante, o valor de  $S < 0,3 s^{-1}$  garante a estabilidade dos flocos. Ainda que o coagulante utilizado não seja o sulfato de alumínio, propõe-se utilizar este mesmo parâmetro para o presente caso.

Considerando-se a passagem da água junto à superfície, onde originou o maior gradiente de velocidade, o parâmetro S resultou em:

- $S = 45 \times (0,63 \times 0,6 / 1,01 \times 10^{-6})^{-0,5} = 0,07 s^{-1}$ , portanto bastante inferior ao limite proposto.

Finalmente, há de se considerar que o projeto original deste floculador é para uma unidade mecanizada com três câmaras, ao passo que atualmente funciona em regime único e exclusivamente hidráulico. Este fato, apesar da sustentação teórica do gradiente de velocidade e do tempo de detenção, pode não causar grande prejuízo à floculação, conforme se observa em outras estações de tratamento as quais, após desativar os agitadores, não acarretaram em aumento de carga aos filtros, tampouco em diminuição das carreiras de filtração. Por outro lado, é importante observar se a adaptação não tem ocasionado zonas de curto-circuito no floculador.

De modo mais comum do que nas unidades hidráulicas, os floculadores mecanizados são mais suscetíveis a apresentar zonas de curto-circuito. Este efeito diminui o tempo de detenção real da unidade, prejudicando a floculação. Este tempo poderá ser medido através da realização de ensaios com traçadores, a partir do que poderá ser estimado com boa precisão. Na ausência destes ensaios, pode-se valer da equação empírica proposta no modelo de Bratby (1981):

$$T = t \frac{n}{n-1} \quad (4)$$

Sendo:

- T o tempo de detenção hidráulico teórico;
- t o tempo de detenção real;
- n o número de câmaras do floculador.

Aplicando a equação acima no presente caso, obtém-se um tempo real de detenção hidráulica igual a 67% do valor teórico:

- Tempo de detenção hidráulico real =  $27,8 \text{ min} \times 0,67 = 18,6 \text{ min}$ , o que estaria ligeiramente inferior ao mínimo recomendado pela NBR 12216, que limita o valor a um mínimo de 20 min e máximo de 30 minutos.

Outro efeito a ser considerado é o da sedimentação de flocos no interior do floculador, ocasionado por velocidades baixas nas passagens pelas câmaras, que têm grande largura e altura. Tal problema, associado com o possível efeito de curtos circuitos, poderá ser contornado pela instalação de chicanas no floculador, o que se torna inviável por todo o exposto abaixo.

Como a proposta para a ampliação da ETA não contemplava a construção do floculador 3 em uma primeira etapa, e assim os floculadores 1 e 2 seriam responsáveis por todo o tratamento dessa nova vazão projetada, ou seja, os 950 l/s, abaixo apresentou-se o cálculo com esse acréscimo, ainda admitindo que metade dessa vazão seria tratada pelo floculador 1 e a outra metade pelo floculador 2.

#### Parâmetros hidráulicos (situação 2):

Nessa situação admitiu-se que a vazão seria de 475 l/s, ou seja, metade da vazão da ampliação.

A largura considerada da câmara é de 5,0 m, com uma altura de lâmina d'água em torno de 3,90 m, originando nos resultados abaixo:

- Velocidade  $U = Q/A = 0,475/(3,9 \times 5) = 0,0244 \text{ m/s}$ ;
- $R_h = A/P_m = (3,9 \times 5)/(2 \times 3,9 + 5) = 1,52 \text{ m}$ ;
- $G = 0,012 \times (9,806/1,01 \times 10^{-6})^{0,5} \times 1,52^{-0,67} \times 0,0244^{1,5} = 0,1 \text{ s}^{-1}$ .

O gradiente de velocidade das passagens inferiores pode ser definido utilizando-se a mesma expressão. As dimensões das passagens, estimadas em projeto obtido junto à biblioteca da CORSAN, são de 1,0 x 1,0 m:

- Velocidade  $U = Q/A = 0,475/1 = 0,475 \text{ m/s}$ ;
- $R_h = A/P_m = 1/4 = 0,25 \text{ m}$ ;

- $G = 0,012 \times (9,806/1,01 \times 10^{-6})^{0,5} \times 0,25^{-0,67} \times 0,475^{1,5} = 31 \text{ s}^{-1}$ .

Nos vertedores, o gradiente foi calculado considerando-se a largura de 1,0 m pela profundidade da lâmina d'água em 0,6 m:

- Velocidade  $U = Q/A = 0,475/(1 \times 0,6) = 0,79 \text{ m/s}$ ;
- $Rh = A/Pm = (1 \times 0,6)/(2 \times 0,6 + 1) = 0,27 \text{ m}$ ;
- $G = 0,012 \times (9,806/1,01 \times 10^{-6})^{0,5} \times 0,27^{-0,67} \times 0,79^{1,5} = 63 \text{ s}^{-1}$ .

O gradiente de velocidades médio da unidade foi calculado conforme abaixo:

- $TDH = V/Q = (10,5 \times 15,5 \times 3,9) / 0,475 = 1336 \text{ s} = 22,3 \text{ min}$ ;
- Perda de carga nas passagens superiores:  $Hf_{sup} = k \times v^2 / (2 \times g) = 3 \times 0,63^2 / (2 \times 9,806) = 0,1 \text{ m}$ ;
- Perda de carga nas passagens inferiores:  $Hf_{inf} = Q^2 / (2 \times g \times A^2 \times Cd^2) = 0,38^2 / (2 \times 9,806 \times 1^2 \times 0,87^2) = 0,02 \text{ m}$ ;
- Perda de carga nos trechos retos (câmaras):  $H = L \times J = L \times (n \times Rh^{-0,67})^2 \times v^2 = (3 \times 10,5) \times (0,012 \times 1,52^{-0,67})^2 \times 0,0195^2 \approx 0$ ;
- Perda de carga total =  $4 \times 0,1 + 3 \times 0,02 = 0,46 \text{ m}$ ;
- Gradiente de velocidades médio no floculador:  $G = [(g / v) \times (h / TDH)]^{0,5} = [(9,806 / 1,01 \times 10^{-6}) \times (0,46 / 1336)]^{0,5} = 57,8 \text{ s}^{-1}$ .

Observa-se, portanto, que os gradientes de velocidade encontram-se abaixo do limite recomendado de  $70 \text{ s}^{-1}$ , com a ressalva de se ter um gradiente de  $63 \text{ s}^{-1}$  no final do floculador, quando o limite recomendado pela NBR 12216, item 5.9.2.2, é de  $10 \text{ s}^{-1}$  para se evitar quebra do floco formado.

A condição de estabilidade dos flocos pode ser estimada pela expressão de Soucek e Sindelar (1967):

$$S = G \cdot Re^{-0,5} \quad (5)$$

Sendo:

- S: Parâmetro para as condições de turbulência, em  $\text{s}^{-1}$ ;
- Re: número de Reynolds.

Para águas de baixa alcalinidade e sulfato de alumínio como coagulante, o valor de  $S < 0,3 \text{ s}^{-1}$  garante a estabilidade dos flocos. Ainda que o coagulante utilizado não seja o sulfato de alumínio, propõe-se utilizar este mesmo parâmetro para o presente caso.

Considerando-se a passagem da água junto à superfície, onde originou o maior gradiente de velocidade, o parâmetro  $S$  resultou em:

- $S = 63 \times (0,79 \times 0,6 / 1,01 \times 10^{-6})^{-0,5} = 0,09 \text{ s}^{-1}$ , portanto bastante inferior ao limite proposto.

Ainda considerando que o projeto original deste floclador é para uma unidade mecanizada com três câmaras, ao passo que atualmente funciona em regime único e exclusivamente hidráulico, e analisando as zonas de curto-circuito, através da equação empírica de Bratby(1981):

$$T = t \frac{n}{n - 1} \quad (6)$$

Sendo:

- $T$  o tempo de detenção hidráulico teórico;
- $t$  o tempo de detenção real;
- $n$  o número de câmaras do floclador.

Aplicando a equação acima no presente caso, obtém-se um tempo real de detenção hidráulica igual a 67% do valor teórico:

- Tempo de detenção hidráulico real =  $22,3 \text{ min} \times 0,67 = 14,9 \text{ min}$ , o que é inferior ao mínimo recomendado pela NBR 12216, que limita o valor a um mínimo de 20 min e máximo de 30 minutos.

Desta forma, demonstra-se que nas duas situações o tempo de detenção mínimo, e o gradiente de velocidade no final da última câmara não atende a norma. Cabe ressaltar também que quando o floclador 2 ficasse inoperante devido a reforma sugerida, o floclador 1 deveria receber os 760 l/s tratados atualmente, o que seria impossível, pois isso acarretaria elevação do seu nível, ou seja, seu transbordamento, e ainda, supondo que a reforma do floclador 2 fosse mantida e ele recebesse apenas os 380 l/s da sua capacidade operativa, isso provocaria desabastecimento da cidade, pois com os efetivos 760 l/s a ETA já se encontra acima do seu limite; trabalhando de forma permanente, dispõe de uma autonomia de

apenas 4h, nos volumes dos reservatórios, conforme dados operacionais. A solução deve ser a construção do novo floculador (nº 3), pois dessa forma poderia ser feita a reforma do floculador 2, sem que ocorresse todas as situações descritas acima. No 3.2.4 encontra-se o dimensionamento do floculador nº 3.

### 3.2.3 Floculador Nº 2

Conforme concepção para a ampliação da capacidade de tratamento da ETA, o floculador existente nº 2 receberá parte da água coagulada (425 l/s) pela unidade de mistura rápida e encaminhará a totalidade do seu efluente ao novo decantador (Decantador Nº 4).

O segundo floculador é de chicanas de fluxo vertical, com 2,0 m de espaçamento entre chicanas e quatro câmaras de 2 m de largura.

#### Parâmetros hidráulicos:

- Velocidade de ascensão e descida do fluxo foi calculada em:  $v = Q / At = 0,38 / (2 \times 2) = 0,095 \text{ m/s}$ ;
- Velocidade horizontal (superfície e fundo):  $v_h = Q / A = 0,38 / (2 \times 0,8) = 0,24 \text{ m/s}$ ;
- Tempo de detenção hidráulica:  $TDH = V / Q = 560 / 0,38 = 1478 \text{ s} = 24,6 \text{ min}$ ;
- Perda de carga:  $h_f = (N_c \times v_e^2 + (N_c - 1) \times v_p^2) / (2 \times g) = (36 \times 0,095^2 + 35 \times 0,24^2) / (2 \times 9,806) = 0,12 \text{ m}$ ;
- Gradiente de velocidade:  $G = [(g / \nu) \times (h / TDH)]^{0,5} = [(9,806 / 1,01 \times 10^{-6}) \times (0,12 / 1478)]^{0,5} = 26 \text{ s}^{-1}$ .

Observa-se, portanto, que os parâmetros do floculador 2 encontram-se dentro dos limites recomendados de projeto. A velocidade encontra entre os limites de 0,1 e 0,3 m/s; o tempo de detenção hidráulica encontra-se entre os limites recomendados de 20 e 30 minutos; o gradiente de velocidades encontra-se entre 10 e 70 s<sup>-1</sup>, ainda que seja recomendado 10 s<sup>-1</sup> no final do floculador. Apesar disto, não se observa a quebra de flocos no local. Para conferir este efeito, o número de Soucek-Sindelar foi calculado conforme abaixo:



- Número de Reynolds:  $Re = v \times D / \nu = 0,095 \times 0,80 / 1,01 \times 10^{-6} = 75.000$ ;
- Número de Soucek-Sindelar:  $S = 26 \text{ s}^{-1} \times 75.000^{-0,5} = 0,09 \text{ s}^{-1}$ . (Parâmetro para verificação da desagregação do floco em razão do transporte do fluido)

O parâmetro G está abaixo do limite recomendado de  $0,30 \text{ s}^{-1}$ , podendo-se confirmar a estabilidade dos flocos no final do floclador.

O parâmetro Soucek-Sindelar está de acordo com o recomendado, pois encontra-se abaixo do limite máximo de  $1,3 \text{ s}^{-1}$ .

Uma possibilidade de melhoria a ser estudada para o floclador é a aplicação de gradientes de velocidade decrescentes, proporcionando a formação de flocos maiores e evitando a quebra daqueles formados no início da unidade. Como referência, pode-se aplicar os gradientes de  $60, 45, 30$  e  $15 \text{ s}^{-1}$  ao longo dos quatro canais do floclador, valendo-se, para esta finalidade, da variação do espaçamento entre as chicanas.

No local percebe-se a formação de espuma, possivelmente em virtude de gradientes de velocidade muito baixos na entrada do floclador. Uma possível solução para o problema é diminuir o espaçamento entre chicanas na primeira passagem, impondo ao escoamento velocidades superiores e gradientes mais elevados.

Este floclador encaminhará a totalidade de seu efluente ao novo decantador (nº4), e serão necessárias algumas intervenções para que alguns parâmetros, como por exemplo, aumento dos gradientes de velocidade na entrada do floclador e redução no final do mesmo fossem corrigidos, são elas:

- Elevação de suas paredes, laterais e internas, em  $0,50 \text{ m}$ , para compatibilizar o nível de operação desta unidade com a nova calha Parshall e com o novo decantador;
- Substituição das chicanas em madeira por novas, dada à elevada degradação do material original, e necessidade de modificação do gradiente de velocidade.

Para evitar a deposição precoce de flocos no fundo da unidade, podem-se utilizar gradientes de velocidade decrescentes. É comum utilizar-se  $60 \text{ s}^{-1}$  para a

primeira passagem, seguido de  $40 \text{ s}^{-1}$  até a faixa de  $20 \text{ s}^{-1}$  na última passagem. Em se tratando de uma unidade existente e em operação, sugere-se a instalação de um conjunto extra de chicanas na primeira passagem do floculador de forma a reduzir o espaçamento atual de 2 para 1 m entre chicanas. Esta medida aumentará o gradiente de velocidades na primeira passagem da água (primeiro segmento reto do floculador).

A reforma do Floculador 2 deve ser realizada com o mesmo inativo, para tanto, há duas hipóteses:

1ª Nova Calha em Operação - O fluxo de água será enviado da nova Calha Parshall para o novo Floculador 3 e para o Floculador 1 (isola-se o Floculador 2), através do canal de alimentação e em seguida ao decantadores.

2º Fluxo na calha existente - Caso a nova Calha Parshall não esteja em operação, deve ser previsto o isolamento no canal do Floculador 2, para que o fluxo de água faça o caminho inverso na nova chegada de água bruta e alimente o novo Floculador 3, não pausando o tratamento para tal reforma. Nesta situação, a Empresa responsável pela Obra deverá prever uma contenção e isolamento do poço da Nova Calha Parshall.

O projeto da reforma do Floculador 2 encontra-se nos projetos específicos 013-AG-PE-ETA-ESP-007a010-R00.

### 3.2.4 Floculador Nº 3

Conforme concepção para a ampliação da capacidade de tratamento da ETA, deverá ser construído um floculador com capacidade de 350 l/s, sendo a água floculada encaminhada diretamente ao decantador 4.

Para esta vazão, optou-se pelo projeto de um floculador hidráulico, ao contrário da tendência atual de novas estações de tratamento, que têm adotado sistemas mecanizados de mistura lenta. De fato, quase como regra geral, os floculadores hidráulicos têm sido usados para estações de pequeno e médio porte, sendo raro o emprego para estações que potabilizam vazões superiores a 200 l/s.

A escolha por um sistema hidráulico deve-se, principalmente, à possibilidade de economia de energia elétrica, dispensando-se motores e manutenção de equipamentos. Unidades hidráulicas praticamente prescindem de manutenção, são

menos suscetíveis a curtos-circuitos hidráulicos e em número absoluto, é o tipo mais empregado no país. Quanto aos sistemas mecanizados, é importante ainda salientar não serem incomuns unidades de floculação desativadas devido a avarias nos conjuntos motor-redutor, mesmo em estações de médio porte.

Finalmente, há de se considerar que a ETA já possui outros floculadores hidráulicos, os quais não se pretendem desativar. Pelo contrário, um dos floculadores existentes, como já mencionado, havia sido concebido como unidade mecanizada e atualmente funciona em regime exclusivamente hidráulico.

Uma vez consagrada à decisão de se empregar uma unidade hidráulica para a mistura lenta, resta escolher a tipologia a ser adotada. Os floculadores de ação de jato, nos quais se incluem os floculadores de fluxo helicoidal, “Cox” e “Alabama”, possibilitam um tempo de detenção hidráulica com menor área em planta. No entanto, seu emprego é justificado apenas para unidades de tratamento de pequena capacidade, o mesmo valendo para floculadores em meio poroso. Em grandes vazões, o número de câmaras resulta demasiado elevado, implicando em maior número de bocais ou comportas tipo *stop log*, além do que, passa a ser desaconselhável o emprego de paredes de concreto armado entre compartimentos.

Assim, resta-nos apenas uma última categoria: floculadores hidráulicos de chicanas. Dentre estes há dois grupos, os de fluxo vertical e os de fluxo horizontal. O primeiro modelo, de fluxo vertical, tem por recomendação geral seu emprego para vazões acima de 75 l/s e o segundo, horizontal, para vazões inferiores a este limite. Na situação em estudo, pretende-se que atravesse a estrutura uma vazão de 350 l/s, motivo este que define o modelo a se adotar: floculadores de chicanas de fluxo vertical.

A razão pela qual os floculadores horizontais não comportam maiores vazões é a altura limitada necessária ao funcionamento do processo, e que geralmente está entre 1 e 2 m. Com isto, para um mesmo tempo de detenção hidráulica de outras estruturas floculadoras é exigido uma maior área em planta, tornando-a dispendiosa.

Já o sistema de fluxo vertical alia a possibilidade do tempo de detenção hidráulica adequada com reduzida área em planta, permitindo vazões consideráveis, de até 1000 l/s. Para tal feito, a estrutura utiliza como artifício maiores alturas (de até

4,5 m), aumentando consideravelmente o caminho a ser percorrido pelo fluxo de água e, por consequência, seu tempo de detenção.

### 3.2.4.1 Operação do Floculador

Parcela da água (350 l/s), já misturada ao coagulante pela calha Parshall, é desviada por um canal de alimentação, o qual permite o controle da vazão através de comporta instalada na entrada do mesmo, e direciona o fluxo até o floculador. O ingresso à primeira câmara é realizado por passagem em nível superior.

Estando então dentro do floculador, a água segue um percurso repetitivo onde desce até o fundo da primeira câmara, atravessa uma passagem inferior, sobe pela segunda câmara e passa por abertura, agora superior, a terceira e assim por diante, conforme **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Estes movimentos, descida e subida, se repetem pelas 28 câmaras existentes no floculador, onde então é despejada no canal de água floculada que a encaminhará aos novos decantadores.

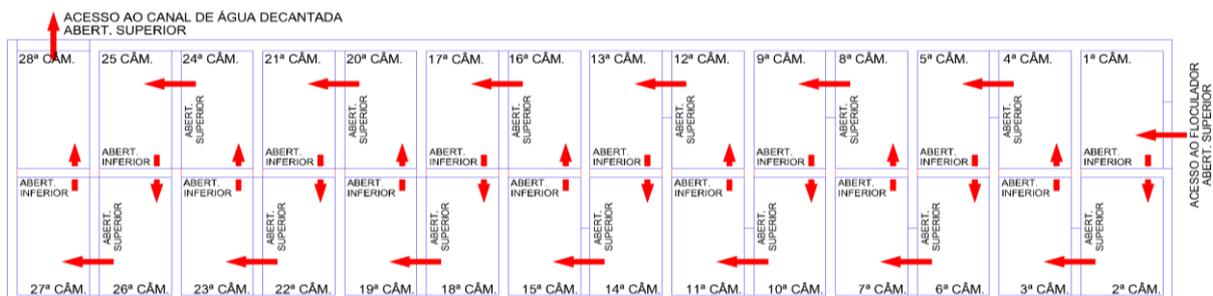


Figura 4 - Vista em planta do novo floculador com indicação do percurso da água

Para garantir a boa formação e estabilidade dos flocos formados, é previsto na estrutura variação decrescente das velocidades do escoamento, tal como preconiza bibliografia consagrada, sendo isto alcançado por meio do aumento gradativo da área das passagens que interligam as câmaras. Desta forma, os primeiros orifícios que conectam as câmaras do floculador possuem área de 1,00 m<sup>2</sup>, que variam até 2,92 m<sup>2</sup> na interligação entre as duas últimas câmaras.

### 3.2.4.2 Dimensionamento do Floculador

O dimensionamento do floculador consistiu em uma primeira etapa na determinação do tempo de detenção (TDH) do tanque de floculação. Para floculadores hidráulicos, a NBR 12216/1992 sugere a adoção de um valor situado na faixa de 20 a 30 minutos. Assim, tomou-se como valor de tempo de detenção de 22,5 minutos e desta forma, já conhecida a vazão de 350 l/s, pode-se determinar o volume do novo floculador, que deverá ser de 470 m<sup>3</sup>.

Outra condição já sabida quanto ao dimensionamento é referente à área disponível para implantação. O local escolhido teve sua área delimitada em função das estruturas adjacentes. Para conseguir o volume necessário, referente ao tempo de detenção hidráulica, foi necessário então, apenas ajustar a altura do floculador. Efetuando os cálculos, em função da área disponível para o volume previsto anteriormente, chegou-se em uma altura de 4,20 m de água.

Foi definido também que o floculador será constituído de 28 câmaras, quase todas de igual área em planta. Sabendo disto, tem-se por consequência o tempo de detenção unitário ( $TDH_{unit}$ ), de cada câmara. Sendo 22,5 minutos o tempo de detenção adotado para o floculador e 28 o número de câmaras, o  $TDH_{unit}$  será 48,21s.

Há na floculação uma relação intrínseca entre o tempo de detenção e o gradiente de velocidade médio aplicado à massa líquida de forma a garantir a boa formação dos flocos e ainda, a sua não ruptura e não sedimentação na unidade. É desejável que a água entre com maiores velocidades, permitindo um maior choque entre as partículas desestabilizadas e por consequência, o surgimento dos flocos. À medida que estes percorrem o floculador e vão aumentando seu tamanho, esta velocidade deve ser reduzida, evitando assim sua ruptura.

Respeitando a condição explicitada acima, utilizou-se então no dimensionamento gradientes de velocidade decrescentes e procurou-se que o Número de Camp – adimensional que materializa a relação entre tempo de detenção e gradiente de velocidades médias – estivesse dentro de um intervalo já conhecido de 20.000 a 200.000. Adotaram-se então três gradientes de velocidade para o floculador (60, 40 e 20 s<sup>-1</sup>). Destes, o maior valor é destinado às câmaras iniciais e o menor às finais.

A determinação das aberturas que interligam as câmaras pode ser obtida fazendo uso das equações abaixo, onde a primeira determina o valor do gradiente de velocidades e a segunda a perda de carga para passagens afogadas:

$$G = \sqrt{\frac{g * hf}{v * Tf}}$$

$$hf = \frac{1}{2g} \left( \frac{Q}{C_d * A_o} \right)^2$$

Onde:

- G: gradiente de velocidade (s<sup>-1</sup>);
- g: aceleração da gravidade (9,806 m/s<sup>2</sup>);
- v: coeficiente de viscosidade cinemática (m<sup>2</sup>/s);
- hf: perda de carga na passagem (m);
- Tf: tempo de detenção teórico para cada câmara de floculação (s);
- Q: vazão do floculador (m<sup>3</sup>/s);
- C<sub>d</sub>: coeficiente de descarga (0,61);
- A<sub>o</sub>: área de passagem (m<sup>2</sup>).

Observa-se que na equação do G, com exceção da perda de carga na passagem, todos os demais valores são conhecidos. Isolando esta perda e substituindo o valor encontrado na equação do hf obtêm-se a área estimada das aberturas, para os diferentes valores de gradientes. Os resultados destes cálculos estão apresentados no quadro abaixo:

**Quadro 2 – Estimativa das áreas das aberturas do novo floculador**

<b>G (s<sup>-1</sup>)</b>	<b>hf</b>	<b>A<sub>o</sub> (m<sup>2</sup>)</b>
60	0,0177	0,97
40	0,0079	1,46
20	0,0020	2,92

Com a última coluna então se determinaram as dimensões das aberturas. Os valores finais destas podem ser visualizados nas plantas.

Deve-se ainda, como garantia à integridade do floco, verificar se os gradientes de velocidade nas passagens são inferiores ao das câmaras a montante, tal como indica a NBR 12216/1992. Esta verificação pode ser realizada por meio da equação apresentada abaixo:

$$Gp = 354 * U^{1,5} * \sqrt{\frac{f}{R_h}}$$

Onde:

- Gp: gradiente de velocidade na passagem (s<sup>-1</sup>);
- R<sub>h</sub>: raio hidráulico (m);
- f: coeficiente de atrito (adimensional);
- U: velocidade média através da passagem.

Calculando, com ajuda da Equação do Gp, para todos tamanhos de abertura se obtiveram os gradientes de velocidade apresentados abaixo:

**Quadro 3- Gradientes de velocidade nas aberturas do novo floculador**

Abertura	Área (m <sup>2</sup> )	Gradiente de velocidade (s <sup>-1</sup> )
1,50 x 0,67	1,00	18,67
1,50 x 1,00	1,50	8,97
1,50 x 1,80	2,70	3,24
2,65 x 1,00	2,65	3,58

Observa-se, pelos resultados apresentados no quadro acima, que é atendida a exigência da NBR 12216/1992, uma vez que todos os valores são inferiores aos gradientes das câmaras a montante (o menor gradiente de velocidade para uma câmara é 20 s<sup>-1</sup>).

#### 3.2.4.3 Perdas de Carga no Floculador

As perdas de carga que ocorrem no floculador vertical são provenientes de duas razões: a passagem da água pelos orifícios que interligam câmaras diferentes e as perdas nas paredes do floculador. Acontece que a primeira parcela de perda

(devido aos orifícios) é muito mais expressiva e significativa que a segunda (devido ao atrito nas paredes do floculador), permitindo, como simplificação, a exclusão da parcela menor, sem danos ao dimensionamento.

Assim sendo, a perda de carga no floculador pode ser estimada através da soma das perdas pela passagem da água nos diferentes orifícios. Desta forma, após a água percorrer todo o circuito do floculador, calculou-se a perda de carga de aproximadamente 0,20 m.

### **3.3 DECANTADOR DE ALTA TAXA**

O novo decantador de alta taxa já encontra-se construído estruturalmente, necessitando serviços remanescentes. A alta taxa obedeceu à fundamentação teórica demonstrada anteriormente, em que se obteve a taxa de aplicação superficial de 204 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia. Para a vazão de 425 l/s, esta taxa corresponde à área de 180 m<sup>2</sup>.

A taxa acima é válida para os critérios de cálculo adotados, quais sejam:

- Distância entre placas: 8 cm;
- Comprimento das placas (na vertical): 1,30 m;
- Menor ângulo entre as placas e a horizontal: 60°;
- Velocidade crítica de sedimentação adotada: 0,04 cm/s (recomendação da NBR 12216).

Para a unidade de decantação, foi adotado o formato retangular na proporção 2:1, com área aproximada de 229 m<sup>2</sup> (superior aos 180 m<sup>2</sup> calculados por razões de segurança).

A água floculada será admitida por um canal sobreposto ao decantador, passando a um canal lateral de seção variável verticalmente; deste canal, a água entrará ao decantador através de orifícios circulares com 30 cm de diâmetro, dispostos em espaçamentos regulares de 1,73 m entre eixos, próximo ao fundo da unidade. A redução da seção do canal de água floculada, através da redução gradativa de altura (ver corte ilustrativo nas próximas páginas), possibilitará uma uniformidade ao escoamento entre os diversos orifícios, impelindo a água ao decantador a velocidades uniformes desde o primeiro orifício até o último. Desta maneira, pretende-se evitar uma sobrecarga a alguma região específica da unidade, num esforço de uniformizar a distribuição da água floculada por todo o dispositivo.



O escoamento no interior do decantador será ascendente, passando pela região das placas paralelas até encontrar as calhas de coleta. A presença de placas, aumentará sobremaneira a taxa de decantação através da transição do regime de escoamento – de turbulento para laminar. Para evitar o arraste ou re-suspensão de sólidos, foi imposta a distância mínima de 1 m desde o topo da região das placas até a borda das calhas de coleta do sobrenadante.

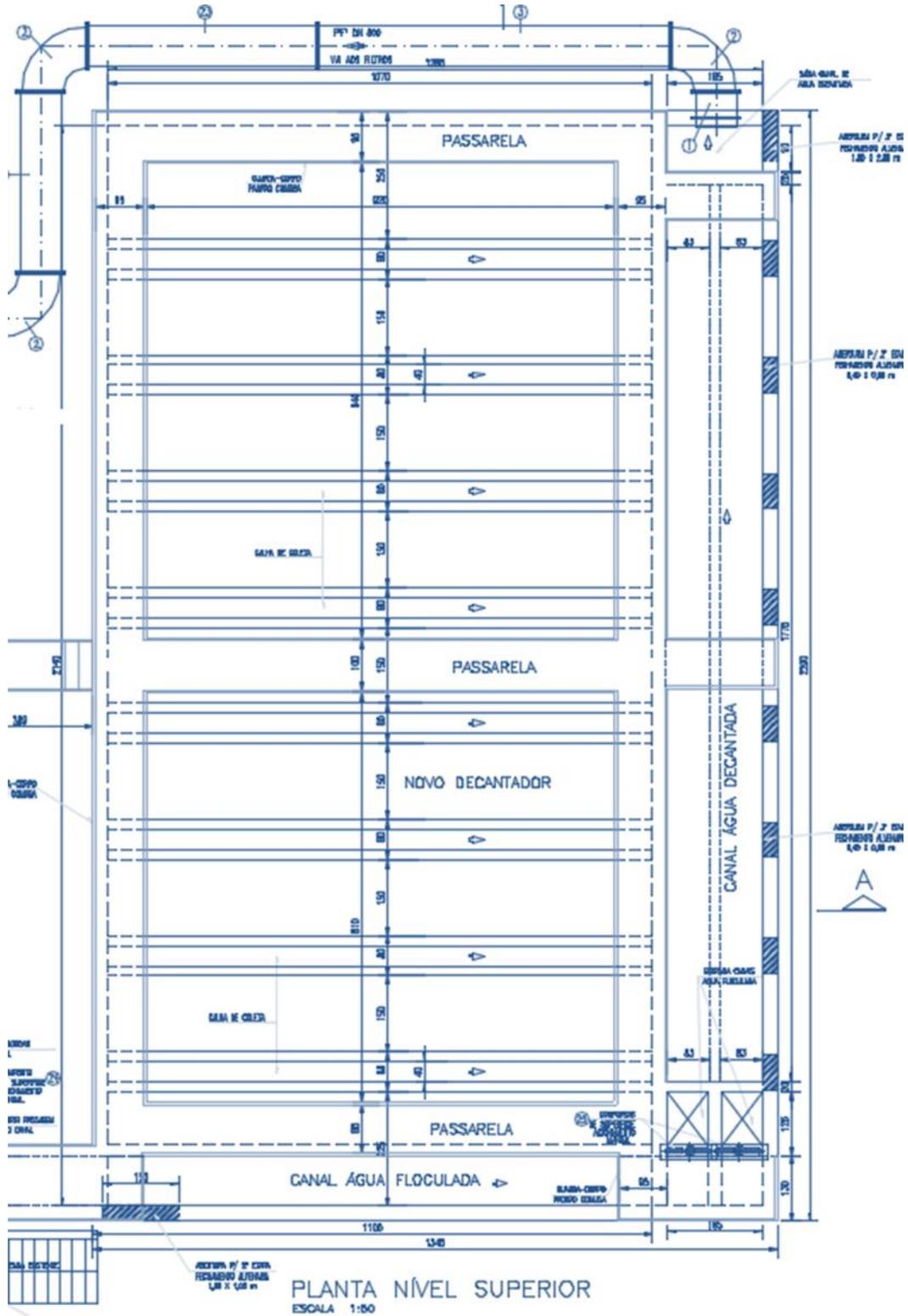
Foram projetadas 8 calhas de coleta, que representam 16 linhas vertentes com 10,70 m cada. A vazão por metro de linha vertente será de:  $q = Q / (n \times L) = 425 / (16 \times 10,70) = 2,48 \text{ l/s.m}$ , respeitando-se, assim, o limite recomendado pela Norma de 3 l/s.m.

A partir das calhas de coleta, o sobrenadante decantado é encaminhado à calha de coleta disposta acima do canal de água floculada, escoando ao conduto de FD DN 800 em direção ao canal de água decantada existente junto aos filtros.

Por se tratar de uma unidade de alta taxa, a produção de lodo será substancialmente maior por área de decantador em comparação a unidades convencionais (de fluxo horizontal). Por este motivo, projetou-se o fundo da unidade com uma inclinação acentuada, de 15%, encaminhando o lodo a uma calha central. Nesta calha, o lodo será coletado por uma série de condutos de diâmetro reduzido (40 mm), dispostos uniformemente ao longo do decantador, com espaçamento de 1 m. Esta configuração proporcionará a retirada do lodo do fundo a baixas velocidades, sem causar perturbação na massa líquida no interior do decantador em operação. Cada conduto formará um sifão invertido, que encaminhará o lodo a uma galeria localizada abaixo do canal de água floculada. Ao final desta galeria, o lodo será encaminhado a uma caixa conectada ao conduto de interligação à rede de tratamento de lodo a construir futuramente na ETA.

O controle de descarte de lodo e admissão de lodo à galeria é efetuado a jusante, através de uma válvula de acionamento remoto instalada na tubulação de saída do canal de lodo.

Abaixo, apresentam-se esquematicamente algumas plantas da nova unidade de decantação:



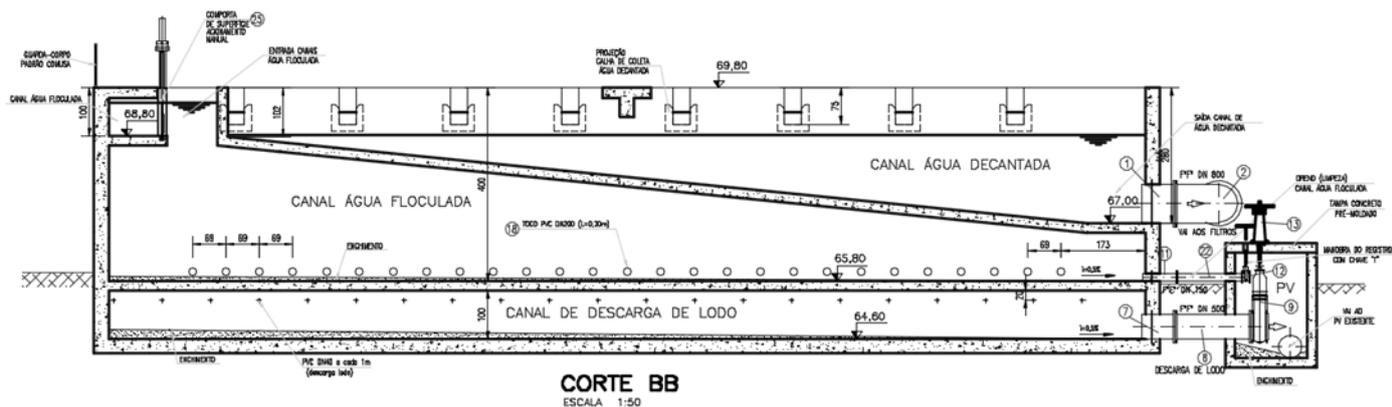


Figura 5 - Vista superior e corte do novo decantador: acima, observa-se o partido proposto de sobreposição de três canais – de descarga de lodo, de admissão de água floculada e de coleta de água decantada.

Conforme se observa nas plantas do projeto executivo, os canais de água floculada e de coleta de lodo são duplos: tratam-se da espera para a construção de um futuro decantador de alta taxa. Idealizou-se a operação em separado de cada unidade, proporcionando a paralisação independente para manutenções, limpezas, etc.

### 3.4 FILTROS

A filtração constitui uma etapa de suma importância em um sistema de tratamento de água. Torna-se obrigatória, conforme Portaria Nº 518 do Ministério da Saúde (2004), para todas as Estações de Tratamento de Água que venham a utilizar captação de um manancial superficial, tal como a ETA COMUSA.

Por definição, a filtração consiste na passagem de uma solução por um meio poroso com a finalidade de remover sólidos suspensos e/ou precipitados químicos. Assim, no que tange o tratamento de água, consiste em sua essência fundamental a remoção das partículas responsáveis pela cor e turbidez, cuja presença reduz a eficácia da desinfecção na inativação de microorganismos patogênicos.

É dada ainda à filtração a função mais relevante dentro de todo processo de tratamento convencional de água, já que ela é capaz de corrigir desvios que porventura tenham ocorrido na coagulação, floculação e sedimentação e assim assegurar a qualidade final da água tratada. Seu funcionamento consiste na

conjunção de mecanismos de transporte e de aderência, tais como a retenção, intercepção, difusão e adsorção.

Dá-se o nome de filtro à estrutura que realiza esta etapa do tratamento. Filtros de Estações de Tratamento de Água são basicamente constituídos de um leito filtrante, disposto sobre uma camada suporte e esta, por sua vez, sobre um sistema drenante. Nos itens que seguem, é apresentada a configuração projetada dos mesmos.

#### 3.4.1 Adaptação dos Filtros Atuais

Atualmente, conforme já citado, a ETA conta com oito filtros rápidos de fluxo descendente, com camada simples de areia fina e camada suporte de areia grossa, que trabalham sobrecarregados, exigindo lavagens mais frequentes em prol de um bom efluente tratado. Uma solução, em via de aproveitar a estrutura já existente, é a adaptação do filtro de camada simples para camada dupla, utilizando areia e antracito como leito filtrante assentado sobre uma camada suporte de areia com granulometria variável, modelo este com ampla aplicação no Brasil.

A substituição da camada simples por múltiplas camadas permite a aplicação de taxas muito superiores de filtração, passando de 180 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia para 360 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia e, desta forma, permitindo maiores volumes filtrados em menores áreas ocupadas. Para tanto, é necessário determinar e verificar os parâmetros que permeiam a filtração e que são apresentados nos itens subsequentes. Levaram-se em conta, no estudo dos novos filtros, o aproveitamento máximo das estruturas existentes, quais sejam: calhas de coleta, fundo falso, bocais, comportas, tubulações de admissão de ar comprimido, tubulação de água de lavagem, entre outros. A configuração projetada para os novos filtros pode ser observada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.6.**

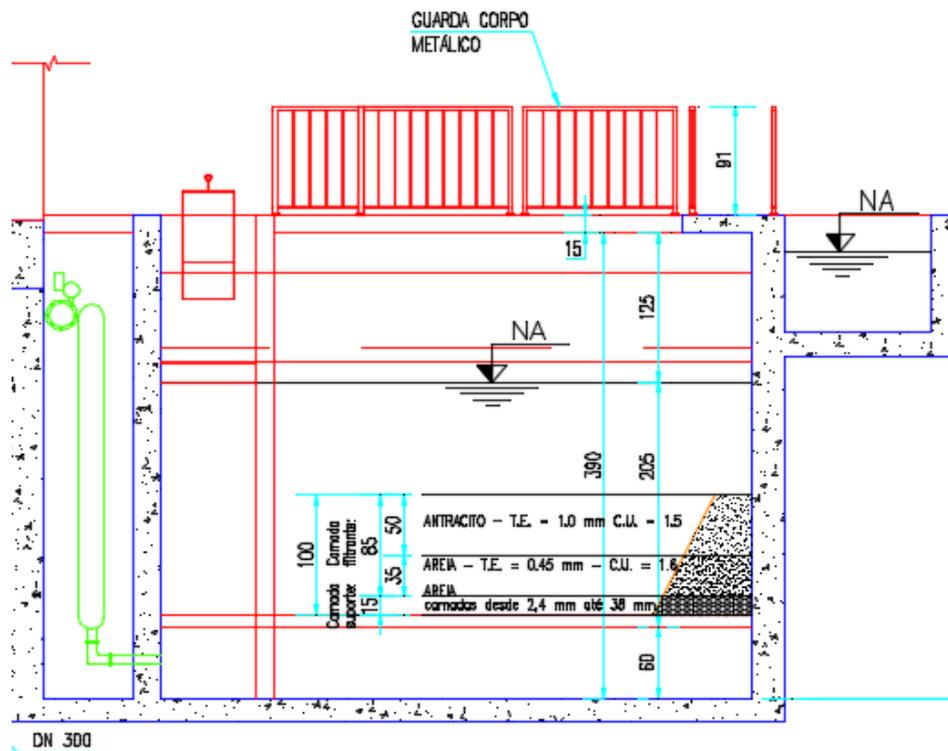


Figura 6 - Corte esquemático do filtro com camada substituída.

### 3.4.2 Operação dos Filtros Remodelados

A operação dos filtros remodelados sofrerá poucas alterações em relação ao funcionamento anterior, sendo a grande diferença a conexão do novo decantador ao canal de água decantada por meio de tubulação específica. Desta forma, a vazão do decantador 4 é encaminhada até o canal de água decantada existente através de tubulação DN 800 e somada às vazões dos decantadores 1 a 3.

Esta vazão total de 950 l/s é distribuída aos filtros 1 ao 8 por meio de um canal principal, que sofre derivações para canais menores e conduz o efluente até as entradas dos filtros. Cada canal de derivação abastece dois filtros distintos por vez. A entrada no filtro é realizada por um orifício que despeja o líquido dentro de um anteparo, protegendo o leito filtrante contra erosão ocasionada pela turbulência da água.

A partir deste anteparo, a água já se encontra com menor energia e distribui-se sobre o leito filtrante, preservando-o e garantindo sua funcionalidade. A etapa seguinte constitui-se na percolação da água pelo leito filtrante e a camada suporte, realizando a etapa de filtração propriamente dita, sendo drenada por meio de bocais em um fundo falso de concreto. Deste fundo, a água percorre uma estrutura que controla o nível do filtro por meio de vasos comunicantes, e a encaminha até a câmara de mistura para etapa seguinte, de desinfecção.

Na lavagem destes filtros, o fluxo de água ocorre no sentido contrário ao de filtração e é realizada toda vez que uma perda de carga pré-definida é atingida, devido ao excessivo depósito de particulado no leito e redução dos vazios. Por meio de atuadores elétricos, válvulas são acionadas e ocorre o fechamento do registro que permite a passagem da água filtrada. A entrada de água decantada também é bloqueada, tornando o filtro uma estrutura isolada do resto da Estação. Dá-se então a abertura das válvulas de ar comprimido e de água de lavagem, fazendo com que estes fluídos atravessem o fundo falso, por meio de crepinas, a camada suporte e por fim o leito filtrante, nesta ordem.

Esta situação permite a expansão do leito filtrante e, conseqüentemente, sua lavagem. A água de lavagem, que emerge do leito filtrante, vai acumulando-se até transbordar e ser coletada por meio de calhas de seção retangular, situadas acima do leito filtrante. Toda água que escoar por estas calhas acaba destinando-se ao reservatório de barreira, onde é armazenada para que seja recirculada na Estação de Tratamento de Água.

Esse processo de lavagem é executado durante certo período, normalmente de 5 a 7 minutos, até que a água que lava o filtro e que inicialmente é bastante escura, com elevada turbidez, vá clareando devido ao carreamento e redução das impurezas presentes no leito. Quando a água coletada nas calhas já se encontra suficientemente clarificada, fecha-se então seu registro e abre-se o de água filtrada, bem como o orifício para entrada de água decantada, e retoma-se assim a filtração. O nível do filtro tende a retornar ao normal, já que há significativa redução na perda de carga no leito filtrante.

### 3.4.2.1 Vazão de Filtração

A Norma Brasileira 12216/1992 – Projeto de Estação de Tratamento de Água para Abastecimento Público – prevê que, para filtros rápidos de fluxo descendente e camada dupla, a taxa máxima de filtração a se adotar é de 360 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia. Desta forma, para uma área de 212,00 m<sup>2</sup>:

- Vazão total: (212 m<sup>2</sup>) \* (360 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia) = 883,33 l/s.

Sendo oito filtros, tem-se uma vazão individual por filtro de aproximadamente 110,00 l/s. Não obstante, em virtude da implantação de novos filtros apenas em uma segunda etapa, estas unidades deverão operar com uma vazão ligeiramente superior ao recomendado, de 118,75 l/s por filtro ou 950 l/s total, ou seja, a uma taxa de 387,2 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia. Salienta-se que, filtros operando com taxas acima do recomendado não causam prejuízo à qualidade do efluente tratado, apenas têm seu tempo de carreira reduzido aumentando a frequência das lavagens.

### 3.4.2.2 Características do Leito Filtrante e Camada Suporte

As características dos materiais do leito filtrante, após remodelagem, podem ser observadas no quadro abaixo:

**Quadro 4 - Características dos materiais do leito filtrante - filtros existentes**

<b>Parâmetros</b>	<b>Areia</b>	<b>Antracito</b>
<b>Densidade</b>	2,65	≈1,59
<b>Tamanho Específico</b>	0,45 mm	1,0 mm
<b>Coefficiente de Uniformidade</b>	1,6	1,5
<b>Espessura</b>	30 cm	50 cm

Na figura abaixo pode ser apreciada a disposição das camadas no leito filtrante.

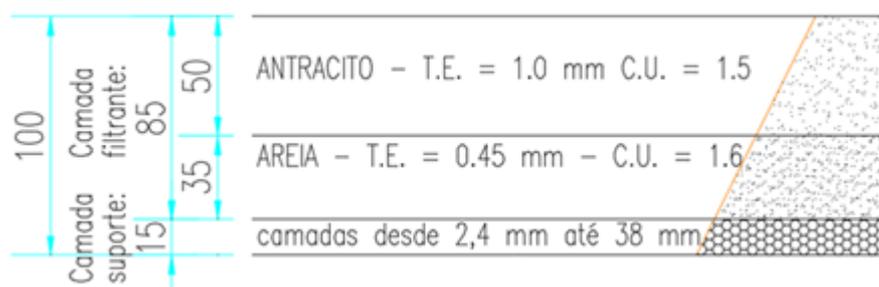


Figura 7 - Disposição e características do leito filtrante e camada suporte

A camada-suporte do leito filtrante deverá ser constituída de areia com granulometria variável, disposta em camadas que vão de 38,00 mm (fundo) até 2,4 mm (topo), totalizando uma espessura final de 15 cm. A disposição, tamanho dos grãos e espessura das camadas pode ser apreciado no quadro e na figura abaixo.

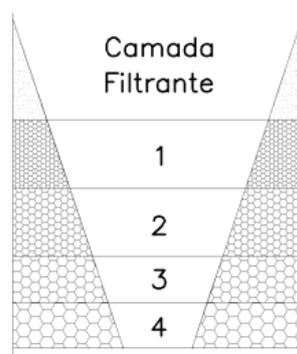


Figura 8 - Disposição da camada suporte

**Quadro 5 - Características das subcamadas da camada suporte – filtros existentes**

Subcamada	Tamanho dos Grãos (mm)	Espessura (cm)
1	4,8 – 2,4	5,0
2	12,7 – 4,8	5,0
3	19,0 – 12,7	2,5
4	38,0 – 19,0	2,5



### 3.4.2.3 Expansão do Meio Filtrante

Para que ocorra a adequada lavagem dos filtros, é necessário que o contra fluxo fluidifique o leito filtrante. Portanto, é necessário determinar a velocidade mínima de fluidização do meio filtrante. Isto pode ser realizado pela seguinte equação (Libânio, 2008, p. 296):

$$V_{mf} = \left( \frac{1,3 * \mu}{\rho * d_{eq}} * \left[ \left( 33,7^2 + 0,0408 * \left( \frac{\gamma * (\rho_g - \rho) * d_{eq}^3}{\mu^2} \right) \right)^{0,5} - 33,7 \right] \right)$$

Onde:

- $\mu$ : viscosidade dinâmica ( $10^{-3}$  Pa.s);
- $\rho$ : massa específica da água ( $1000 \text{ kg/m}^3$ );
- $\rho_g$ : massa específica do grão do meio filtrante (Areia  $2650 \text{ kg/m}^3$  e Antracito  $1620 \text{ kg/m}^3$ );
- $\gamma$ : peso específico da água ( $9800 \text{ N/m}^3$ );
- $d_{eq}$ : diâmetro do grão equivalente a uma esfera de mesmo volume (0,69 mm).

Verificando-se para os dois materiais do meio filtrante a velocidade mínima de fluidização, foram obtidos os seguintes valores:

**Quadro 6 - Velocidades mínimas de fluidização das camadas filtrantes**

Areia	Antracito
0,0058 m/s (35 cm/min)	0,0045 m/s (27 cm/min)

Logo, para que ocorra a fluidização do meio é necessário que a velocidade da água de lavagem seja superior a 35 cm/min.

Quanto à expansão do leito, a NBR 12216/1992 determina como valor máximo a taxa de 50%. Para definir o valor final do leito expandido determinou-se a expansão de cada camada e com estas, a expansão total do leito. Verificou-se ainda que estes valores não expandem a camada suporte do filtro. Esta verificação foi

realizada para diferentes velocidades ascensionais. Os resultados estão apresentados no quadro abaixo.

**Quadro 7 - Expansão das camadas filtrantes**

<b>Velocidade (cm/min)</b>	<b>Expansão Areia (%)</b>	<b>Expansão Antracito (%)</b>	<b>Expansão Leito (%)</b>
40	19,8	2,4	9,4
45	24,0	6,9	13,7
50	28,2	11,3	18,1
55	32,3	15,8	22,4
60	36,4	20,4	26,8
65	40,5	25,0	31,2
70	44,6	29,7	35,6
75	48,7	34,5	40,2
80	52,8	39,4	44,8
85	57,0	44,4	49,5
90	61,2	49,6	54,3

Com base no quadro acima, a velocidade do fluxo sugerida para lavagem do leito filtrante é entre 55 cm/min e 85 cm/min. Esta velocidade promove a expansão do material dentro dos valores limitados pela Norma. Deve-se atentar para a não aplicação de velocidades superiores a 85 cm/min, sob pena de o material do leito filtrante ser carregado embora, ou menores que 55 cm/min onde o leito poderá não fluidizar o suficiente e não ser lavado adequadamente.

A vazão para lavagem de um único filtro pode ser definida através da multiplicação direta da velocidade ascensional adotada pela área de cada filtro. Têm-se então os resultados apresentados abaixo:

### h dos filtros existentes

Velocidade (cm/min)	Vazão (l/s)	Velocidade na tubulação DN 300 (m/s)
55	242,9	3,44
60	265,0	3,75
65	287,1	4,06
70	309,2	4,37
75	331,2	4,68
80	353,3	5,00
85	375,4	5,31

Deve-se destacar a necessidade de aferição destes valores de expansão na estrutura executada, antes de iniciar seu processo operativo, a fim de confirmação dos parâmetros teóricos.

### 3.5 CÂMARA DE MISTURA E INTERLIGAÇÃO COM A CÂMARA ANTIGA

Visando aumentar o tempo de mistura com os reagentes da desinfecção e fluoretação, antes da distribuição para os diferentes reservatórios, sem paralisar as unidades existentes e sem a necessidade de novas instalações para a aplicação de produtos químicos, foi construída uma nova câmara disposta ao lado da antiga.

As duas câmaras de mistura serão interligadas por trecho FD DN 1000. A alimentação da nova câmara ocorrerá na primeira etapa exclusivamente por meio da câmara existente.

O TDH calculado para o conjunto, nas duas etapas de projeto é apresentado abaixo:

**Quadro 9 – TDH do conjunto de câmaras para as vazões de projeto**

Q (L/s)	950	1300
TDH (min)	4,6	3,35

Salienta-se que a adoção de um segundo tanque de contato, praticamente dobrando o volume atual, não alcança os 30 minutos da Portaria Nº 518, conforme se observa no Quadro acima, sendo o tempo de contato atingido somente no reservatório. A água tratada será encaminhada da nova câmara de mistura aos reservatórios R2 e R1 por gravidade através de um barrilete de distribuição. A água tratada se encaminhada ao reservatório R2 através de tubulação de DN 700, até a caixa de ligação existente junto ao reservatório. Para ser encaminhada ao reservatório R1, a água passará por meio de uma tubulação DN 400.

A nova câmara de mistura já se encontra estruturalmente concluída, necessitando ainda dos serviços remanescentes, conforme projeto, como: construção da caixa de manobra que leva a água das câmaras ao barrilete; instalações das tubulações até os reservatórios existentes (barrilete de DN 700 e DN 400), alimentados por gravidade; impermeabilização; e interligação com a câmara antiga.

Conforme mostrado na figura 9, a interligação entre as câmaras de mistura existente e a câmara nova é muito complexa, se fazendo necessário o acompanhamento de um Engenheiro Especializado em Recuperação e Reforço Estrutural durante todo o período de execução, pois será necessário realizar uma escavação abaixo do prédio do laboratório da ETA para a passagem da tubulação de DN 1000.

Como a alimentação da câmara nova se dará exclusivamente através da antiga, não será possível paralisar o tratamento por um longo período para que essa interligação seja realizada, desta forma previu-se a seguinte ordem para execução dos serviços:

- Escavação e demolição das estruturas para chegada até a parede externa da câmara de mistura antiga;

- Corte na estrutura da câmara antiga para conexão do tubo DN 1000, conforme projeto específico de cortes nas estruturas;
- Colocação de perfil de vedação na parte interna da câmara antiga, com dimensões em projeto específico, com objetivo de retornar o tratamento em tempo hábil;
- Assentamento da canaleta pré-moldada, que irá receber o tubo DN 1000;
- Soldagem e assentamento dos tubos e conexões;
- Recomposição da estrutura do prédio.

Cabe ressaltar que deverão ser empregadas todas as medidas que garantam à estabilidade do prédio e a segurança dos usuários e é da empresa executora a responsabilidade estrutural pela obra.

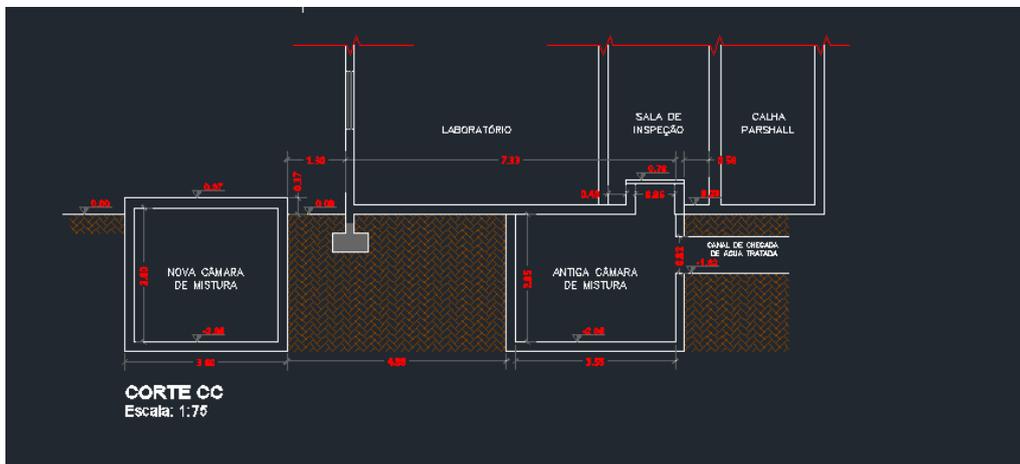


Figura 9 - Cortes esquemáticos entre as câmaras de mistura

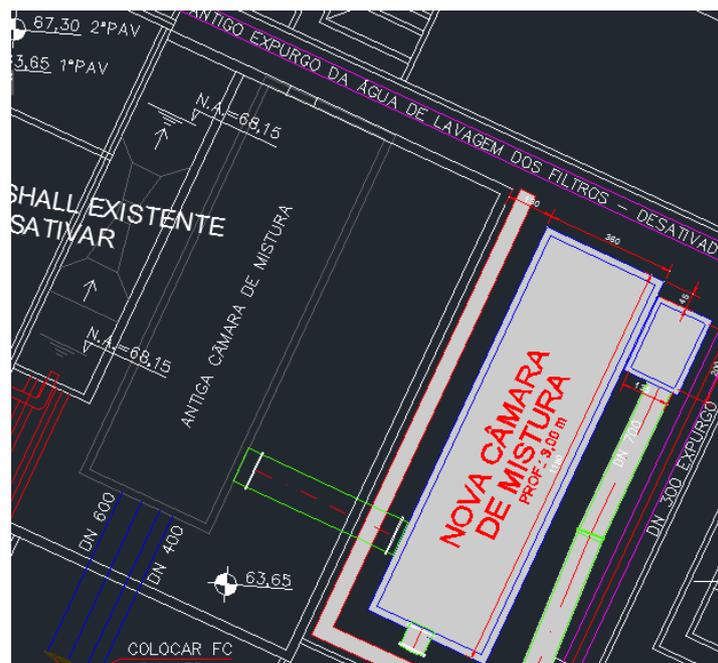


Figura 10 - Cortes esquemáticos da nova câmara de mistura e interligação à câmara existente.

### 3.6 ELEVATÓRIA DE BARRELA

Adotar-se-á a instalação de novas bombas para recalque da água do reservatório de barrela. A estrutura existente deverá ser preservada, sendo substituído apenas os grupos motor-bomba, verificando-se a compatibilização dos flanges de entrada e saída destes com as tubulações e adaptando-se a base de concreto, caso seja necessário.

A vazão das bombas deverá ser 110 l/s para o bombeamento. Esta vazão é ligeiramente inferior a do sistema atual propositalmente, para que as velocidades do fluído na tubulação de recalque estejam abaixo dos 2,4 m/s estabelecidos em Norma.

É válido ainda esclarecer que, com o aumento da capacidade da ETA, não haverá um aumento de vazão ao reservatório de barrela, uma vez que o tempo de carreira dos filtros será aumentado em muito ao atual, esperando-se uma redução do volume de água de lavagem. Isto é fácil de observar ao aplicarmos a equação a seguir, para a situação atual e de projeto futuro:

$$Q_B = \frac{Vol_l}{T_c} = \frac{Q_{l\,TOTAL} * T_l}{T_c} = \frac{A_{tf} * V_l * T_l}{T_c}$$

Onde:

- $Q_B$ : vazão afluyente regularizada ao reservatório de barrela ( $m^3/s$ );
- $Vol_l$ : volume de lavagem ( $m^3$ );
- $T_c$ : tempo de carreira ou tempo entre duas lavagens de um mesmo filtro (dias);
- $Q_{l\,TOTAL}$ : vazão total de lavagem dos onze filtros ( $m^3/s$ );
- $T_l$ : tempo de lavagem (adotado 10 min);
- $A_f$ : área total de filtragem;
- $V_l$ : velocidade de lavagem (adotado 65 cm/min).

Aplicando a equação do  $Q_b$  para a situação atual, tomando com área de filtragem 212,0  $m^2$  e estimando em um tempo de carreira de 1 dia obtemos uma vazão regularizada de 15,95 l/s. Se efetuarmos o mesmo cálculo, agora utilizando os dados de projeto, considerando o aumento da área de filtragem para 310,07  $m^2$

(212,0 m<sup>2</sup> + 98,07 m<sup>2</sup>) e de tempo de carreira para 3 dias, obtemos a vazão regularizada de 7,78 l/s. A vazão de lavagem regularizada de projeto é quase metade a aplicada atualmente.

Verifica-se ainda a capacidade do bombeamento para a vazão máxima afluyente ao reservatório, que corresponde à lavagem de um filtro novo e pode ser calculado como:

$$Q_l = A_f * V_l = 32,7 \text{ m}^2 * 65 \frac{\text{cm}}{\text{min}} = 354,1 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Onde:

- Q<sub>l</sub>: vazão afluyente ao reservatório de barrela quando lavado um único filtro novo (l/s);
- A<sub>f</sub>: área de filtragem de um filtro (32,7 m<sup>2</sup>, referente aos novos filtros);
- V<sub>l</sub>: velocidade de lavagem (adotado 65 cm/min, velocidade compatível com todos os filtros).

Esta é a vazão máxima resultante para a lavagem de um dos novos filtros (9,10 ou 11, por possuírem maiores áreas de filtragem). Supondo que o tempo de lavagem dificilmente ultrapassará 10 minutos seguidos, ou seja, o volume por lavagem não será superior a 212,5 m<sup>3</sup>, é possível calcular o tempo para bombear e recircular esta água, que equivale, conforme equação abaixo, 32,2 min, estando este adequado. Destaca-se ainda, que os filtros normalmente são lavados intercaladamente, para que não ocorra a parada da ETA por falta de capacidade de filtração e evita também, a sobrecarga do reservatório.

$$T_{BB} = \frac{V_{lav}}{Q_{BB}} = \frac{212,5 \text{ m}^3}{110 \frac{\text{l}}{\text{s}}} = 32,2 \text{ min}$$

Onde:

- T<sub>BB</sub>: tempo de operação do bombeamento da barrela (min);
- V<sub>lav</sub>: volume de água de lavagem máximo (novos filtros, durante 10 minutos, em m<sup>3</sup>);
- Q<sub>BB</sub>: vazão do bombeamento (l/s).

Sabendo disto, efetuou-se a determinação das perdas de carga do sistema, fazendo uso da Fórmula Universal de Perda de Carga (Darcy-Weisbach), do fator de perda de carga calculado por Colebrook-White e da Fórmula de Perdas de Carga Localizadas. Tomou-se o cuidado em considerar que o trecho de tubulação já existente tivesse valores de rugosidade de ferro fundido usado. Os dados adotados e os resultados obtidos apresentam-se nos quadros abaixo:

**Quadro 10 – Parâmetros de projeto utilizados no bombeamento do reservatório de barrela**

<b>Q [m³/s]</b>	0,11	<b>v [m²/s]</b>	1,00999E-06
<b>D [mm]</b>	250	<b>Re</b>	554686
<b>L [m]</b>	109,5	<b>ε novo [mm]</b>	1,000
<b>V [m/s]</b>	2,24	<b>ε usado [mm]</b>	2,5

**Quadro 11– Resultado encontrado para o sistema de bombeamento do reservatório de barrela**

<b>Q (m³/h)</b>	<b>∅ (mm)</b>	<b>v (m/s)</b>	<b>Hg (m)</b>	<b>hp lin novo (m)</b>	<b>hp lin usado (m)</b>	<b>hp sing (m)</b>	<b>Σhp + Hg (m)</b>	<b>η<sub>B</sub></b>	<b>P max (kW)</b>
396	250	2,24	10,01	2,42	1,15	1,83	15,41	0,8	20,79

Desta forma, deverá ser adotado duas bombas do tipo centrífuga, com AMT de 15,41 m, potência de 20,79 kW cada e vazão de 110 l/s (396 m³/h), afim de recalcar a água do reservatório de barrela e recirculá-la no sistema de tratamento da ETA.



### 3.7 INTERLIGAÇÃO ENTRE UNIDADES DE TRATAMENTO

A interligação entre a nova calha Parshall e o Floculador N° 2 ocorrerá através do canal, já construído, em concreto armado, com dimensões indicadas nas plantas do Projeto Executivo. Este canal se interligará ao canal existente ao lado do Floculador N° 1, que atualmente alimenta o Floculador N° 2. Após a reforma do Floculador 2, este canal alimentará o primeiro Floculador, em escoamento com sentido contrário ao atual. Caso necessário, deverá ser efetuado um enchimento no fundo deste canal para garantir o escoamento livre da água ao Floculador N° 1.

O controle de vazão aos Floculadores 1 e 2 será efetuado através de comportas de acionamento manual a jusante do novo canal de interligação (antes da entrada em cada Floculador). A partir do Floculador 1, a água floculada escoará aos Decantadores 1 a 3 e destes aos filtros da maneira como atualmente ocorre.

Do Floculador N° 2, a água será encaminhada ao Decantador n°4 a partir do canal existente (o qual atualmente encaminha o efluente ao decantador N° 3). Deverá ser realizada uma abertura lateral neste canal (conforme indicado no projeto específico de cortes), para encaminhar o escoamento ao novo canal de água floculada existente (já construído) e, assim, ao Decantador de Alta taxa, permitindo um controle de vazão do efluente do Floculador N° 2 aos decantadores existentes e novo construído, pois será instalada uma comporta de acionamento manual logo após a entrada do novo canal de água floculada do Decantador 4.

A interligação entre a nova calha Parshall e o novo Floculador N° 3 ocorrerá através do canal de alimentação, que deverá ser construído, em concreto armado, com dimensões indicadas nas plantas do Projeto Remanescente.

Do Floculador N° 3, a água será encaminhada exclusivamente ao Decantador n°4 a partir do canal de água floculada do Decantador 4. Deverá ser realizada uma abertura no canal de água flocuada, para encaminhar o escoamento ao Decantador 4, nesta abertura será instalada uma comporta, permitindo um controle de vazão do efluente do Floculador N° 3.

A interligação entre o Decantador n°4 e os filtros será efetuada através de conduto de DN 800, percorrendo o espaço existente entre os Decantadores 2 e 3. Este conduto encontrará, ao final do percurso, o canal de água decantada existente junto aos filtros, em área onde atualmente existe uma grade e uma espera para

ligação de um tubo de PEAD DE 630 mm e que está desativada. Uma nova estrutura em aço inox deverá ser instalada para receber a ligação do conduto proveniente do Decantador 4, já que a espera do tubo de PEAD DE 630 mm consistia em sistema de alimentação da ETA compacta a qual foi desativada. O controle de vazão de água decantada no novo conduto será efetuado a montante, a partir de válvula de acionamento manual localizada na saída do tubo junto ao decantador.

### 3.8 REDE DE DESVIO DA LAVAGEM DOS FILTROS

Com a execução do Decantador 4 e Floculador 3, verificou-se a necessidade de readequação da rede que faz a lavagem dos filtros na estação de tratamento de água (ETA). Esta rede está passando atualmente, onde serão construídos os poços de visita (PVs), da tubulação proveniente da limpeza do Decantador 4. Por se tratar de uma rede antiga e obsoleta optou-se pela execução de um novo traçado, diminuindo as interferências e facilitando manutenções futuras, conforme projeto específico (013-AG-PE-ETA-ESP-011-R00)

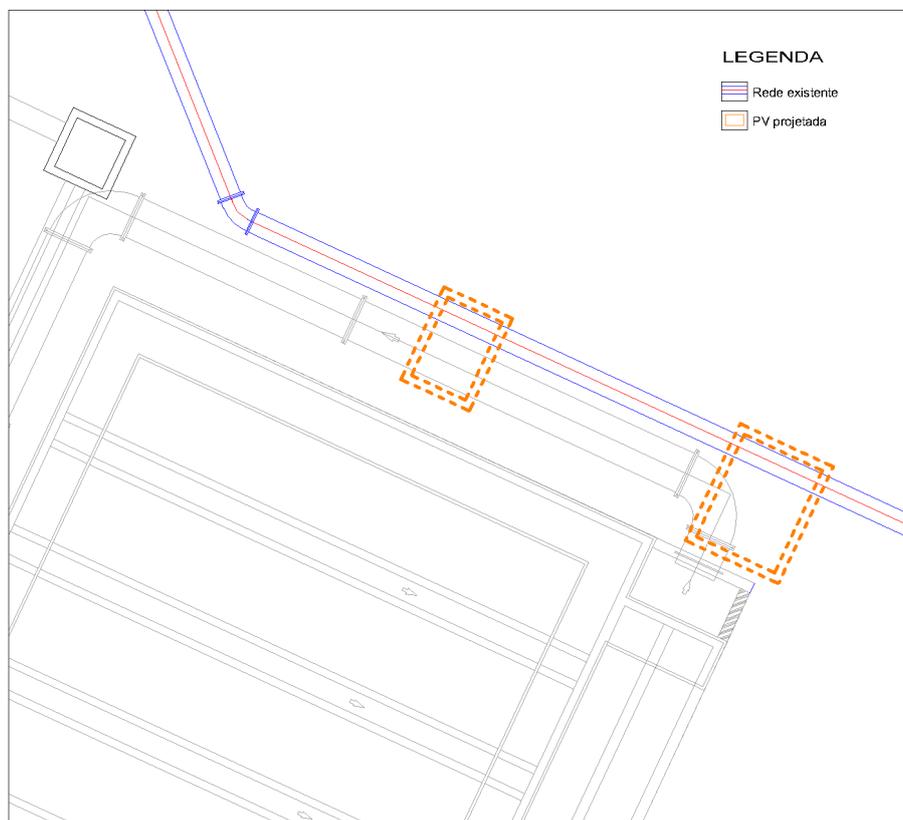


Figura 11 – Pvs e desvio de lavagem de filtros existente

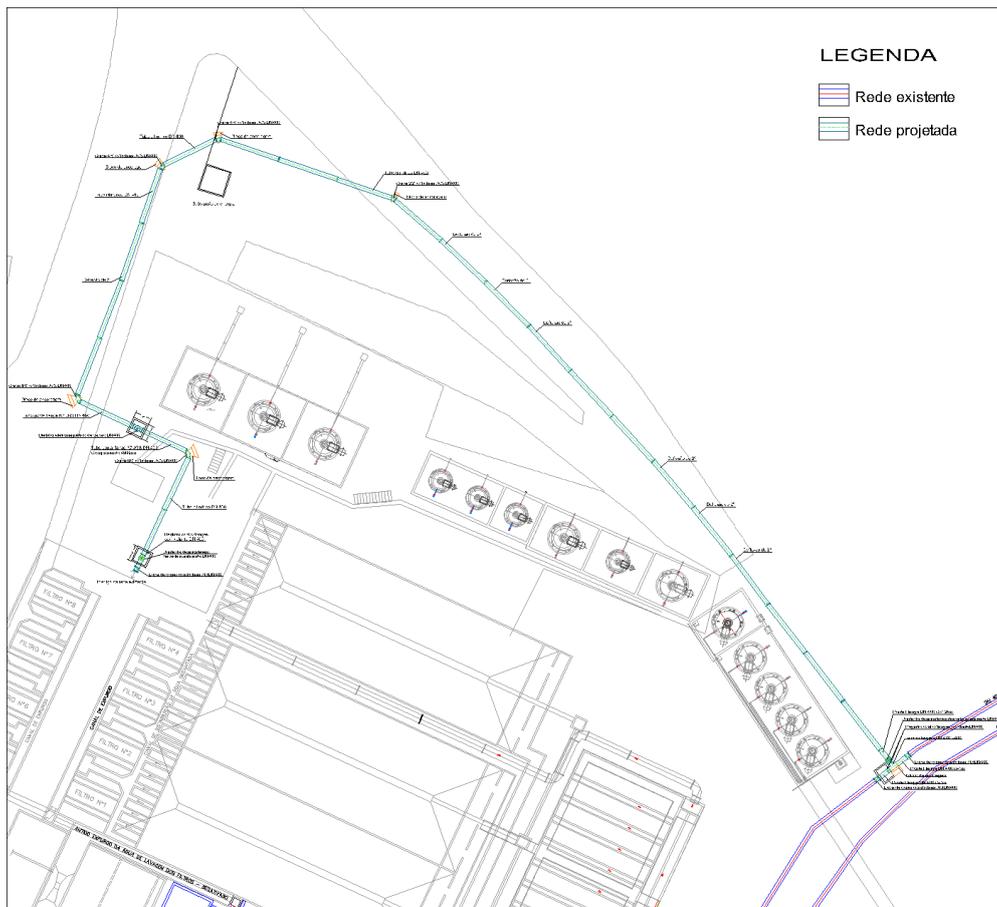


Figura 12 – Nova rede de desvio

### 3.9 DESVIO DA REDE BOMBEADA

Com a construção do novo Floculador 3, verificou-se a necessidade de readequação da rede bombeada que encaminha água tratada ao reservatório Petry. Esta rede está passando atualmente, onde será construído o novo floculador, sendo assim necessária a execução de um novo traçado, conforme projeto específico (013-AG-PE-ETA-ESP-016-R00)

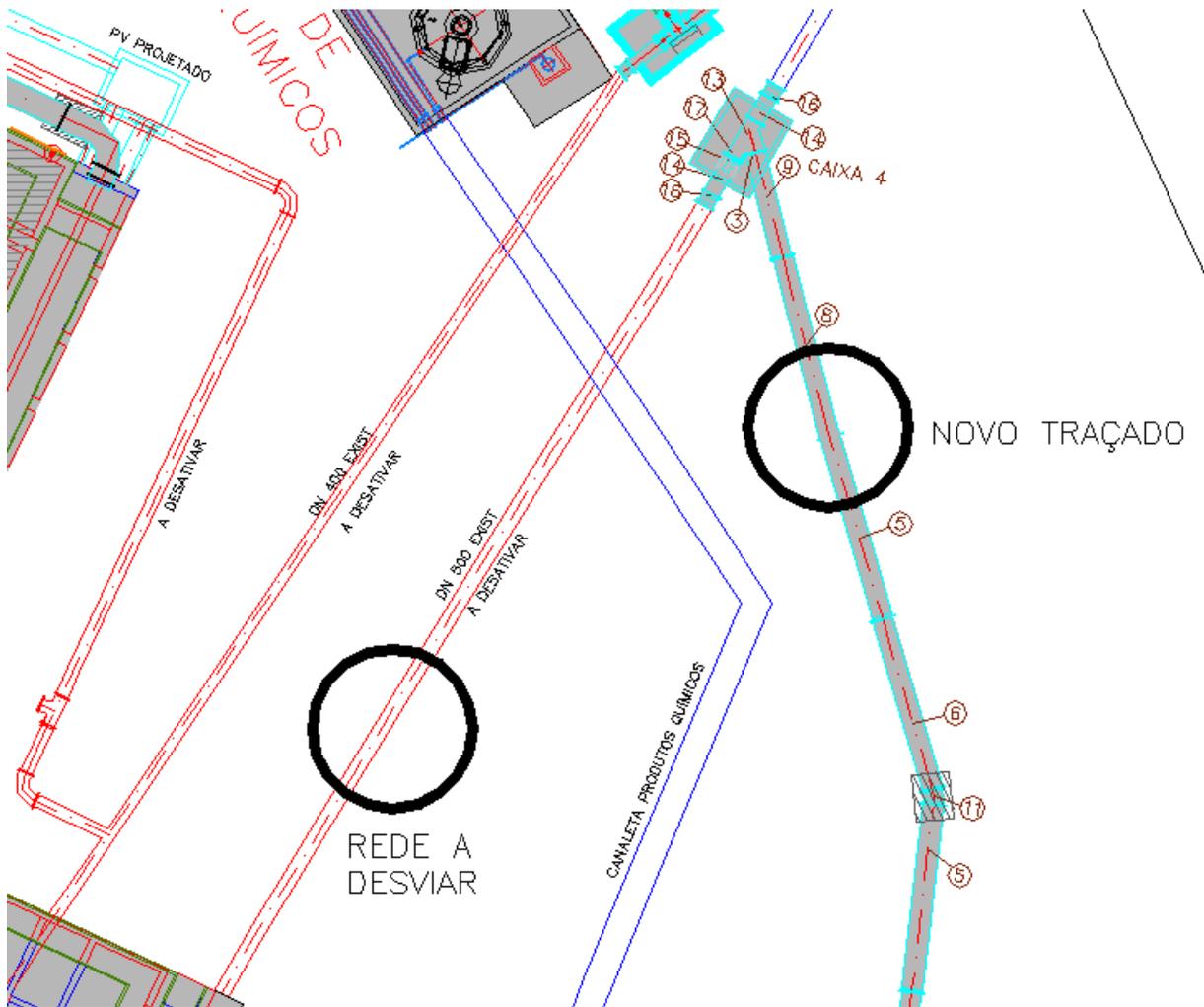


Figura 13 – rede de desvio

### 3.10 CORTES ENTRE AS ESTRUTURAS

Os cortes entre as estruturas novas e antigas deverão seguir rigorosamente o projeto específico para tal finalidade (013-AG-PE-ETA-ESP-001-R00).

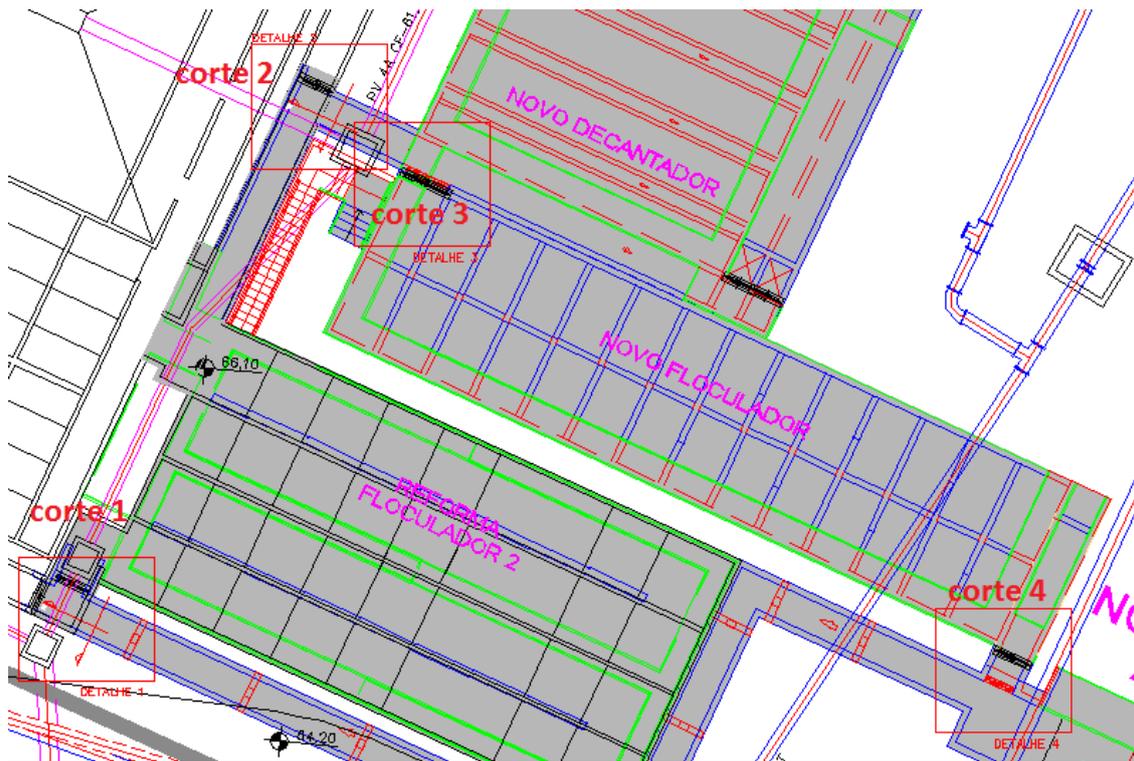


Figura 14 – Cortes nas estruturas

Os cortes deverão ocorrer em etapas:

- ETAPA 1: Na primeira etapa deverão ser executados os cortes 3 e 4, pois necessitam estar em funcionamento para que seja executada a reforma do Floculador 2.

- ETAPA 2: A segunda etapa ocorrerá concomitantemente com o início do funcionamento da ETA pela nova Calha Parshall. Já estará em funcionamento o Floculador 3 e Decantador 4, permitindo o bom andamento do tratamento pelas estruturas novas. Para o corte 2 haverá necessidade de isolamento (com sacos de areia ou compensado) do canal de água floculada, próximo ao corte 3, para a realização do corte.

Deverá ocorrer também o corte 1, com a mesma contenção (sacos de areia e ou compensado) do corte 2, o qual deverá ser previamente analisado, visto que sua obstrução interfere na vazão a ser tratada. O corte e a impermeabilização da área de corte devem ocorrer no mesmo dia, evitando um tempo maior que prejudique o andamento do tratamento.

### 3.11 IMPERMEABILIZAÇÃO DOS BLOCOS HIDRÁULICOS

A impermeabilização dos blocos hidráulicos deve seguir rigorosamente o projeto específico para tal finalidade (013-AG-PE-ETA-ESP-012a014-R00), ao total deverá ser impermeabilizado em torno de 4.621,00m<sup>2</sup>. Todas as peças estruturais que entram em contato com a água devem ser impermeabilizadas com Poliuretano Elastomérico, devendo cumprir as seguintes especificações:

- 100% de sólidos (sem solventes);
- Devem ser aplicados com equipamentos *airless spray* de alta pressão;
- Alta aderência ao concreto;
- Alta resistência à corrosão e abrasão;
- Impedir a transmissão de vapor ou umidade;
- Possuir bom contato com água;
- Liberado para o uso em poucas horas após a aplicação;
- Inodoro e 0% de voláteis.
- Durabilidade

Propriedades devem seguir tabela abaixo:

PROPRIEDADES		
TIPO GENÉRICO	Poliuretano elastomérico, de cura química	ASTM D-16 Tipo V
COR	Creme ou cinza	VISUAL
DENSIDADE	1,3	ASTM D792
PERMEABILIDADE	0,262 g/24h/m <sup>2</sup>	ASTM E-96
TENSÃO DE RUPTURA	2500 PSI a 25°C	ASTM D-638
TENSÃO DE ADERÊNCIA	1500 PSI no Aço	EL.COMETER
FLEXIBILIDADE	Nenhum efeito ao dobrar placa de 0,5mm, revestida com 0,5mm em mandril de $\phi$ 8mm	ASTM D-1737
ALONGAMENTO REVERSÍVEL	67% a 25°C	ASTM D-638
IMPACTO	1.637 in.lb	ASTM G-14
COMPRESSIBILIDADE	4200 PSI	ASTM G-695
DUREZA	60 a 70	SHORE "D"

RESISTÊNCIA À ABRASÃO	Perda de massa de 10,2mg, 1000 revoluções, com 1000g	ASTM D-658 FTMS-141
-----------------------	--	---------------------

Tabela 4 - Propriedades Impermeabilização

A impermeabilização deverá ocorrer em três etapas distintas:

- **ETAPA 1:** Na primeira etapa deverão ser impermeabilizadas as peças que necessitam estar em funcionamento para que seja executada a reforma do Floculador 2, são elas: Poço de Chegada, Canal de água Bruta, Canal de Alimentação do Floculador 3, Floculador 3, Canal de Água Floculada, Decantador 4, Bacias de Contenção, Câmara de Mistura.

- **ETAPA 2:** A segunda etapa deverá ser programada para ocorrer no mesmo dia dos cortes 1 e 2, devendo a equipe de impermeabilização estar mobilizada junto com a equipe de corte.

- **ETAPA 3:** A terceira etapa ocorrerá após a reforma do Floculador 2, onde deverá ser impermeabilizado todo o Floculador 2, além do canal de água bruta e Floculada, cujas paredes terão acréscimo de 0,5m.

### 3.12 INSTALAÇÃO DAS COMPORTAS

As comportas deverão seguir rigorosamente o projeto específico para tal finalidade (013-AG-PE-ETA-ESP-002a006-R00), bem como seguir as especificações técnicas do projeto específico.

Serão instaladas dez comportas, dentre elas 9 (nove) do tipo deslizante e 1 (uma) do tipo vertedora. Ambas as comportas devem seguir a Norma vigente especificada, bem como possuir eficiência em sua vedação.

Segue croqui abaixo, com a disposição das referidas comportas.

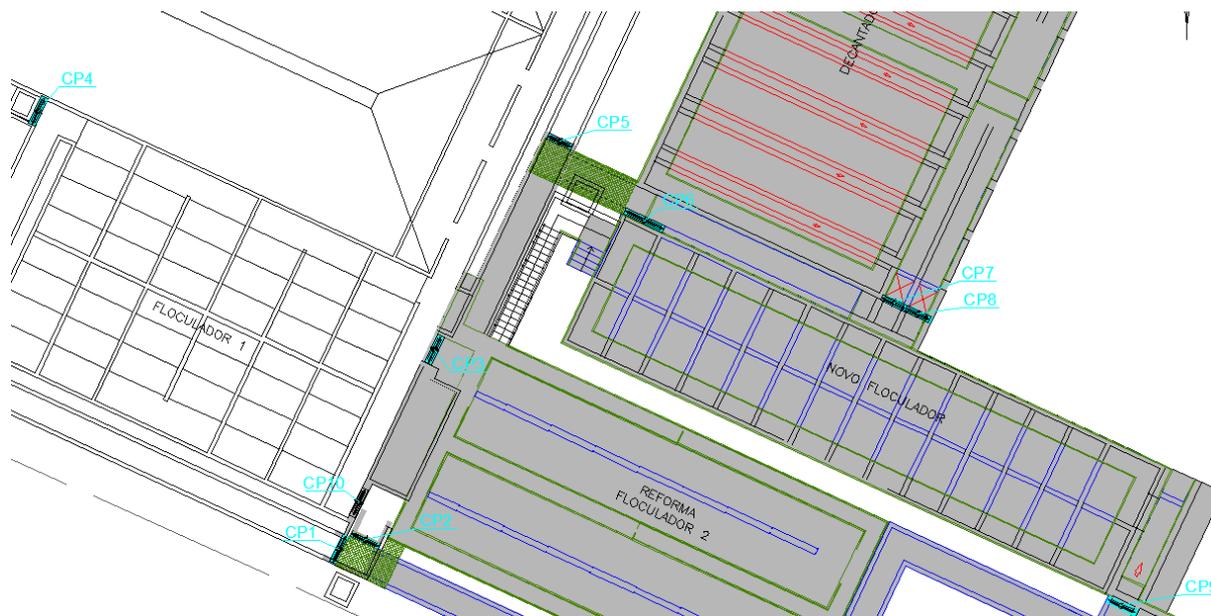


Figura 15 – Comportas a serem instaladas

A instalação das comportas deverá ocorrer em etapas:

- **ETAPA 1:** Na primeira etapa deverão ser instaladas as comportas nºs 6,7,8, e 9, devendo esta etapa ser posterior aos cortes e impermeabilização dos blocos hidráulicos correspondentes.
- **ETAPA 2:** Na segunda etapa ocorrerá a instalação das comportas 1, 2, 3, 4, 5 e 10, que deverá ocorrer no mesmo dia da realização dos cortes 1 e 2 e devida impermeabilização. As comportas deverão ser instaladas em um período máximo de oito horas, para não comprometer o perfeito funcionamento da ETA, pois neste período o tratamento ocorrerá somente pela ETA nova.

### 3.13 EXECUÇÃO DE MURO DE CONTENÇÃO

Por exigência da Licença de Instalação nº. 046/2017, o talude de sob a tancagem nova deverá ser recomposto. Para tanto, fez-se previsão da execução de um muro de contenção com gabiões do tipo caixa, e posterior enchimento com o material oriundo da própria escavação para lançamento dos mesmos. Abaixo é apresentado à localização do muro de contenção (Figura16), e as imagens do local da instalação (Figura 17, 18 e 19).



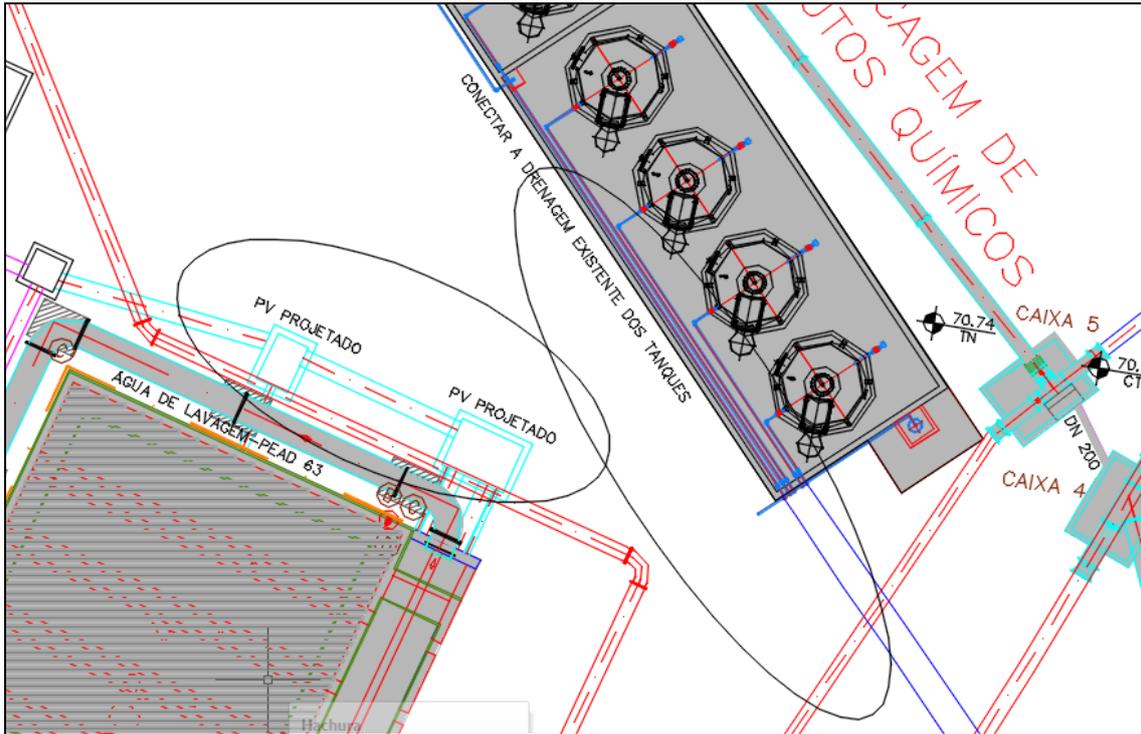


Figura 16 – Localização do muro



Figura 17 – Imagem real do local



Figura 18 – Imagem real do local



Figura 19 – Imagem real do local

## 4 DOSAGEM DE PRODUTOS QUÍMICOS

Destaca-se que as dosagens dos produtos químicos adotadas no dimensionamento das estruturas são baseadas em valores médios, apresentados em bibliografia consagrada e deverão, obrigatoriamente, ser avaliadas pela COMUSA, regularmente, por meio de ensaios. Enfatiza-se que estas dosagens irão variar, não apenas pelos parâmetros apresentados, mas também ao longo do tempo, em função das variações das características da água bruta.

A mesma orientação é válida no que diz respeito ao lodo e seu tratamento, já que as características destes também são sensíveis a cor e turbidez da água bruta, dosagem de coagulante, período entre lavagens dos decantadores, tempo de sedimentação adotado no tanque de acúmulo, entre outros.

### 4.1 ÁCIDO FLUOSSILÍCICO

Para dosagem de 1,0 mg/L de fluoreto são necessários 6,32 mg/L de ácido fluossilícico comercial (20%), para tal seguem:

#### 4.1.1 Consumo Diário (Cd):

- $d$  (dosagem) = 6,32mg/L;
- $Q = 950\text{L/s} = 0,95\text{m}^3/\text{s}$ ;
- $Cd = d \times Q = 6,32 \times 950 \times 3.600 / 1.000.000 = 21,6\text{kg/h}$ ;
- $Cd = 21,6 \times 24 = 518,4 \text{ kg/d}$ ;
- $d = 1,2 \text{ kg/L a } 20\%$ ;
- $Cd = 518,4 / 1,2 = 432 \text{ L/d} = 18\text{L/h}$

#### 4.1.2 Volume de Estoque (VE):

Será mantido o tanque existente de ácido fluossilícico, de PRFV de 25.000 litros.

$$VE = Cd \times T$$

$$25.000\text{L} = 432\text{L/dia} \times T$$

$$T \text{ (período de estoque)} = 58 \text{ dias}$$

## 4.2 SULFATO DE ALUMÍNIO

O produto a ser empregado será o sulfato de alumínio líquido com concentração de 50%.

### 4.2.1 Consumo Diário (Cd):

- $d$  (dosagem) = 100g/m<sup>3</sup>;
- $Q = 950\text{L/s} = 0,95\text{m}^3/\text{s}$ ;
- $Cd = d \times Q \times 86,4 = 100 \times 0,95 \times 86,4 = 8.208\text{kg}/\text{dia}$ ;

Para solução comercial 50% serão consumidos 16.416kg/dia.

- $d = 1,3 \text{ kg/L}$  a 50%;
- $Cd = 16.416 / 1,3 = 12.628\text{L}/\text{d} = 526\text{L}/\text{h}$ .

### 4.2.2 Volume de Estoque (VE):

Serão adotados 4 tanques de 30.000 litros em PRFV com diâmetro de 3,00m. O estoque será de 120.000 litros.

$$VE = Cd \times T$$

$$120.000\text{L} = 12.628\text{L}/\text{dia} \times T$$

$$T \text{ (período de estoque)} = 10 \text{ dias}$$

### 4.2.3 Vazão de Dosagem (qd):

- $qd = 526\text{L}/\text{h}$ ;

### 4.2.4 Sistema de Dosagem:

Adotadas duas bombas dosadoras de diafragma capacidade de até 526 L/h.

- Bomba dosadora diafragma, 60Hz, vazão máxima de 670 l/h, 7 bar.

O produto será dosado na casa de químicos em tubulação de PVC.

#### 4.2.5 Tubulação:

Tubulação de sulfato de alumínio PVC DN 50.

### 4.3 HIDRÓXIDO DE SÓDIO

Em virtude da premissa da utilização de sulfato de alumínio, que necessita correção de pH, deveremos dimensionar um sistema para alcalinizantes.

O produto a ser empregado será o hidróxido de sódio líquido com concentração de 50%, vendido comercialmente líquido e apresentando boa eficiência.

#### 4.3.1 Consumo Diário (Cd):

- $d$  (dosagem) =  $10\text{g/m}^3$ ;
- $Q = 950\text{L/s} = 0,95\text{m}^3/\text{s}$ ;
- $Cd = d \times Q \times 86,4 = 10 \times 0,95 \times 86,4 = 820,8\text{kg}/\text{dia}$ ;  
Para solução comercial 50% serão consumidos  $1.642\text{kg}/\text{dia}$ .
- $d = 1,5\text{ kg/L}$  a 50%;
- $Cd = 1.642 / 1,5 = 1.095\text{L}/\text{d} = 46\text{L}/\text{h}$ .

#### 4.3.2 Volume de Estoque (VE):

Será adotado um tanque com 30.000 litros em PRFV com diâmetro de 3,00.

$$VE = Cd \times T$$

$$30.000\text{L} = 1.095\text{L}/\text{dia} \times T$$

$$T \text{ (período de estoque)} = 27 \text{ dias}$$

#### 4.3.3 Vazão de Dosagem (qd):

- $qd = 46\text{L}/\text{h}$ ;

#### 4.3.4 Sistema de Dosagem:

Adotado dosador com duas bombas dosadoras de capacidade de até 46L/h. O sistema será dotado de proveta de calibração para ajuste da vazão da dosadora, válvula de injeção, rotâmetro para leitura da vazão de água de arraste.

- Bomba dosadora de diafragma, 60Hz, vazão máxima de **63 l/h**, 7 bar.

#### 4.3.5 Tubulação:

Tubulação de hidróxido de sódio PVC 1 1/2”.

### 4.4 HIPOCLORITO DE SÓDIO

O agente desinfetante deverá ser utilizado para manter o cloro residual em rede e reservatórios, para tal estima-se utilização de 4mg/L em média. O hipoclorito de sódio é dosado na câmara de mistura. O produto a ser empregado será o hipoclorito de sódio em solução com concentração de 12%.

#### 4.4.1.1 Consumo Diário (Cd):

- $d$  (dosagem) = 4,0g/m<sup>3</sup>
- $Q = 950\text{L/s} = 0,95\text{m}^3/\text{s}$
- $Cd = d \times Q \times 86,4 = 4,0 \times 0,95 \times 86,4 = 328,3\text{kg/dia}$   
Para solução comercial 12% serão consumidos 2.736kg/dia.
- $d = 1,2 \text{ kg/L a } 12\%$ ;
- $Cd = 2.736 / 1,2 = 2.280\text{L/d} = 95\text{L/h.}$

#### 4.4.1.2 Volume de Estoque (VE):

Serão mantidos 02 tanques existentes em PRFV, 25.000 litros cada, para armazenamento de hipoclorito de sódio.

$$VE = Cd \times T$$

$$50.000L = 2.280L/dia \times T$$

$$T \text{ (período de estoque)} = 22 \text{ dias}$$

#### 4.4.1.3 Sistema de Dosagem:

O sistema de dosagem de hipoclorito de sódio será mantido. Será através de duas tinas de polipropileno (PP) de 25 litros. Uma tina de nível constante com sistema de bóia e a outra tina para dosagem através da bomba atual de dosagem. Este sistema está apresentado em planta.

#### 4.4.1.4 Tubulação:

Tubulação de hipoclorito de sódio PVC DN 25.

### 4.5 CARVÃO ATIVADO

Será dosado carvão ativado umectado na casa de químicos, ponto localizado em planta.

Será implantado um tanque circular em PP com agitador submerso de hélice para o preparo da solução de carvão ativado umectado para ser utilizado quando houver necessidade. Tanque de 1,00 m<sup>3</sup> com dimensões aproximadas de Ø 1,0 m e altura 1,3 m.

O produto será o carvão ativado umectado, sendo envasado em sacos de 20 kg. Este dado deverá ser verificado com o fornecedor.

O sistema de preparo e armazenamento do carvão ativado estará em uma casa de preparo de produtos químicos. Este sistema está apresentado em planta.

Para se especificar a dosagem de carvão ativado, coletamos dados da CORSAN da cidade de São Sebastião do Caí e Três Coroas. São Sebastião do Caí capta água do rio Caí e Três Coroas do Rio Paranhana. O Rio Caí no seu trecho inferior, de São Sebastião do Caí até a foz, apresenta maior vazão porém, como percorre área plana, adquire menor velocidade, podendo haver refluxo principalmente em épocas de estiagem. O rio Paranhana recebe descargas do rio Santa Cruz proveniente de transposição de bacia para a usina hidroelétrica Canastra da CEEE, possui fortes corredeiras. O Rio dos Sinos e Caí possuem características semelhantes exceto a questão da poluição, o Sinos em virtude da localização recebe maior contribuição industrial e doméstica de esgoto.

#### 4.5.1.1 Consumo Diário (Cd):

- $d$  (dosagem) = 10 g/m<sup>3</sup> média (dados oriundos da CORSAN)
- $Q = 950\text{L/s} = 0,95\text{m}^3/\text{s}$
- $Cd = d \times Q \times 86,4 = 10 \times 0,95 \times 86,4 = 820,8\text{kg}/\text{dia}$

#### 4.5.1.2 Vazão de Dosagem (qd)

- $Cc$  (concentração) = 10%
- $qd = \frac{Cd * 100}{1.440 * Cc} = \frac{820,8 * 100}{1.440 * 10} = 5,7\text{L}/\text{min} = 342\text{L}/\text{h}$

A dosagem será através de linha de recalque com retorno, conforme detalhe em planta. A bomba adotada será a seguinte :

- Bomba centrífuga horizontal em aço inox, vazão 2,0 m<sup>3</sup>/h, potência 0,33 cv – 3.500 rpm.

A tubulação de dosagem será em PVC soldável Ø 50 mm. O carvão ativado será dosado na casa de químicos e enviado à calha parshall.



## 5 VOLUME DOS TANQUES E BACIAS DE CONTENÇÃO

A COMUSA atualmente dispõe de uma série de tanques para o armazenamento de produtos químicos, dispostos ao lado do Decantador 3, em cota mais elevada. O volume e a disposição destes tanques podem ser vistos no Quadro 12.

**Quadro 12 – Quadro resumo com os volumes e produtos armazenados**

Tanque	Volume ( m <sup>3</sup> )	Produto Armazenado
1	25,0	Hipoclorito de Sódio
2	25,0	Vazio
3	25,0	Ácido Fluossilícico
4	25,0	PAC
5	25,0	Tanino
6	18,0	PAC
7	25,0	Vazio
8	18,0	PAC
9	25,0	Hipoclorito de Sódio
10 – A adquirir	30,00	Hidróxido de Sódio
11– A adquirir	30,00	Sulfato de Alumínio
12– A adquirir	30,00	Sulfato de Alumínio
13– A adquirir	30,00	Sulfato de Alumínio
14– A adquirir	30,00	Sulfato de Alumínio

Evidentemente que, com a troca dos métodos de coagulação e aumento da vazão a se tratar será necessária à alteração do layout e ampliação dos tanques de produtos químicos.

Para o armazenamento do sulfato de alumínio deverão ser executados novos tanques nas novas bacias de contenção. No total, deverão ser adquiridos quatro novos tanques de 30,0 m<sup>3</sup> cada, totalizando 120 m<sup>3</sup>. Adicionalmente, deverá

ser adquirido um tanque de 30,0m<sup>3</sup> para armazenagem do alcalinizante hidróxido de sódio e construída a respectiva bacia de contenção. Os tanques 10, 11, 12, 13 e 14 estarão ao lado da bacia de contenção do tanque 9.

O volume de água calculado anteriormente (40 m<sup>3</sup>) será suprido diretamente pelo reservatório Petry, o qual já é utilizado para a lavagem dos filtros.

No que se refere às bacias de contenção, sugere-se que, grande parte delas, tenham seus volumes aumentados a valores próximos aos dos tanques que comportam. As bacias existentes serão aumentadas e impermeabilizadas por uma camada de Poliuretano Elastomérico.

As bacias de contenção dos tanques 4,5,6,7,8 e 9 deverão ter suas paredes aumentadas e desta forma, seus volumes ampliados. O aumento das paredes varia de 0,25 m até 0,95 m. Estas diferenças podem ser vistas no Quadro 13.

A bacia de contenção dos tanques 4 e 5 deverá ser dividida em duas independentes, uma por tanque, não sendo aconselhável o compartilhamento que atualmente vigora. Assim, em caso de imprevistos que venham ocorrer com um dos tanques, o outro poderá operar normalmente. Desta forma, a bacia que conta hoje com as dimensões de 4,09 x 7,85 x 0,65 m, deverá ser dividida em duas de 4,09 x 3,85 x 1,60 m, com aumento das alturas das paredes em 0,95 m, gerando volumes individuais de 25,0 m<sup>3</sup>.

A impermeabilização de todas as bacias alteradas deverá ser executada de forma que se garanta o não vazamento do produto químico ao meio, sendo de acordo com o caderno de especificações técnicas anexo a este memorial.

Abaixo, apresenta-se o resumo das novas dimensões propostas às bacias (Quadro 13).

**Quadro 13 – Dimensões das bacias de contenção**

Tanque	Dimensões Bacia de Contenção (C x L x H m)		Volume Bacia (m³)	
	Atual	Futura	Atual	Futuro
1	6,20 x 6,30 x 0,65	6,20 x 6,30 x 0,90	25,4	35,15
2	6,20 x 6,30 x 0,65	6,20 x 6,30 x 0,65	25,4	25,4
3	6,20 x 6,30 x 0,65	6,20 x 6,30 x 0,65	25,4	25,4
4	4,09 x 7,85 x 0,65	4,09 x 3,82 x 1,60	20,9	25,0
5		4,09 x 3,82 x 1,60		
6	4,09 x 3,95 x 0,65	4,09 x 3,95 x 1,30	10,5	21,0
7	4,55 x 5,53 x 0,65	4,55 x 5,53 x 1,10	16,4	27,7
8	4,55 x 5,53 x 0,65	4,55 x 5,53 x 1,10	16,4	27,7
9	4,55 x 5,53 x 0,65	4,55 x 5,53 x 1,10	16,4	27,7
10	-	3,88 x 5,75 x 1,60	-	35,7
11	-	14,82 x 5,75 x 1,60	-	136,4
12	-			
13	-			
14	-			

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AZEVEDO NETTO, J. M.; FERNANDEZ, M. F.; ITO, A. E.; ARAUJO, R. (Coord.).

**Manual de Hidráulica**. 9. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2015.

PROJETO HIDROMECÂNICO BECK DE SOUZA (VERSÃO ANTERIOR)