

**CENTRO DE TURISMO SOCIAL E LAZER DE DOMINGOS MARTINS
CTSLDM**

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO

**SISTEMA DE TRATAMENTO DE ÁGUA
(vazão máxima 7,5 m³/h)**

Fevereiro/2016

ÍNDICE

| | |
|--|-----------|
| 1. OBJETIVO..... | 3 |
| 2. DEFINIÇÕES E CARACTERÍSTICAS DA ÁGUA A SER TRATADA..... | 4 |
| 3. JUSTIFICATIVAS TÉCNICAS | 5 |
| 4. MEMORIAL DESCRITIVO DOS PROCESSOS DE TRATAMENTO..... | 6 |
| 4.1 Tratamento Físico-Químico | 6 |
| 4.2 Fluxograma dos processos de tratamento | 8 |
| 5. MEMORIAL DE CÁLCULO DOS PROCESSOS DE TRATAMENTO | 9 |
| 5.1 Vazões de consumo:..... | 9 |
| 5.1.1 Variações diárias: (K_1)..... | 9 |
| 5.1.2 Variações horárias: (K_2) | 9 |
| 5.1.3 Vazão máxima (vazão dos dias de maior consumo, na hora de maior consumo): ($Q_{máx}$)..... | 9 |
| 5.1.4 Vazão média (vazão média dos dias de maior consumo): ($Q_{méd}$) | 9 |
| 5.1.5 Vazão mínima (vazão média ao longo do ano): ($Q_{mín}$) | 9 |
| 5.1.6 Relação entre as vazões: | 10 |
| 5.2 Tanque de Armazenamento (Equalizador): | 10 |
| 5.3 Bomba de Alimentação do Sistema | 11 |
| 5.3.1 Diâmetro da linha de recalque: | 11 |
| 5.3.2 Escolha da Bomba | 12 |
| 5.3.3 Equação do sistema: | 12 |
| 5.3.4 Cálculo da potência da Bomba..... | 13 |
| 5.4 Calha Parshall e Mistura rápida: | 14 |
| 5.5 Tanque de Flocculação:..... | 17 |
| 5.5.1 Gradiente de velocidade nas câmaras em função do número de orifícios | 19 |
| 5.5.2 Dimensões internas e propriedades do floculador: | 20 |
| 5.6 Tanque de Decantação:..... | 21 |
| 5.6.1 Área superficial de sedimentação: (A_s) | 21 |
| 5.6.2 Tempo de detenção hidráulico: (θ_h) | 22 |
| 5.6.3 Velocidade longitudinal do líquido no decantador: (V_a) | 22 |
| 5.6.4 Raio hidráulico: (R_h) | 22 |
| 5.6.5 Número de Reynolds: (R_e) | 22 |
| 5.6.6 Cortina difusora de líquido floculado: (R_e)..... | 22 |
| 5.6.7 Gradiente de velocidade em função do número de orifícios: | 23 |
| 5.6.8 Tubos perfurados, coletores da água decantada:..... | 23 |
| 5.7 Filtro pressurizado: | 24 |
| 5.7.1 Medidas internas do filtro: | 24 |
| 5.8 Leito de secagem..... | 25 |
| 5.8.1 Produção de lodo..... | 26 |
| 5.9 Tanque de contato (desinfecção) | 27 |
| 5.10 Reservatório de água tratada: | 28 |

CENTRO DE TURISMO SOCIAL E LAZER DE DOMINGOS MARTINS

Rua Ayrton Senna, s/n, Distrito de Soído, Domingos Martins – E.S. – CEP 29260-000

| | | |
|-------|--|----|
| 6 | DADOS TÉCNICOS..... | 29 |
| 6.1 | <i>Bombas dosadoras:</i> | 29 |
| 6.1.1 | Bomba Dosadora de Sulfato de Alumínio | 29 |
| 6.1.2 | Bomba Dosadora de Polímero | 29 |
| 6.1.3 | Bomba Dosadora de Hipoclorito de sódio..... | 29 |
| 7 | CRONOGRAMA DE IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO DE ÁGUA | 30 |

1. OBJETIVO

Este projeto tem a finalidade de apresentar uma alternativa técnica adequada para o tratamento da água de abastecimento do Centro de Turismo Social e Lazer de Domingos Martins, com sede à Rua Ayrton Senna, s/n, Distrito de Soído, no município de Domingos Martins, no estado do Espírito Santo, possibilitando implantar as unidades projetadas e, após o start-up, ajustar as propriedades da água tratada para valores rigorosamente dentro dos limites definidos pelo Ministério da Saúde, Portaria MS Nº 2914 DE 12/12/2011.

2. DEFINIÇÕES E CARACTERÍSTICAS DA ÁGUA A SER TRATADA

A poluição da água prejudica o seu uso, podendo atingir o homem de forma direta, pois ela é usada por este para ser bebida, para higiene pessoal, lavagem de roupas e utensílios e, principalmente, para sua alimentação e dos animais domésticos. Além disso, abastece nossas cidades, sendo também utilizada nas indústrias e na irrigação agrícola. Por isso, a água deve ter aspecto limpo, pureza de gosto e estar isenta de micro-organismos patogênicos, o que é conseguido através do seu tratamento, desde a coleta até a chegada nas residências urbanas ou rurais. Portanto, para a água se manter nessas condições, deve evitar-se sua contaminação por resíduos, sejam eles agrícolas (de natureza química ou orgânica), esgotos, resíduos industriais ou sedimentos provenientes da erosão.

A poluição das águas pode aparecer de vários modos, incluindo a poluição térmica (descarga de efluentes a altas temperaturas), poluição física (descarga de material em suspensão), poluição biológica (descarga de bactérias patogênicas e vírus), e poluição química, que pode ocorrer por deficiência de oxigênio, toxidez e também eutrofização.

A eutrofização é causada por alguns processos de decomposição que fazem aumentar o conteúdo de nutrientes, aumentando a produtividade biológica, permitindo proliferações periódicas de algas, que tornam a água turva e com isso podem causar deficiência de oxigênio pelo seu apodrecimento, aumentando sua toxicidade para os organismos que nela vivem (como os peixes, que aparecem mortos junto a espumas tóxicas).

A água a ser tratada se encontra turva, com sólidos em suspensão. Estes sólidos, em sua maioria são materiais inertes que decantam com relativa facilidade, após a floculação.

O tratamento de água proposto visa reduzir a concentração de poluentes e eliminar materiais orgânicos e microorganismos patogênicos, podendo ser consumida sem apresentar riscos para a saúde pública.

3. JUSTIFICATIVAS TÉCNICAS

Os sólidos, presentes na água bruta, se aglomeram com relativa facilidade, após uma floculação apropriada, permitindo uma decantação bastante eficiente e, com a filtração e tratamentos complementares, resultam nos valores rigorosamente dentro dos limites definidos pela secretaria de vigilância sanitária, Portaria MS nº 518/2004.

Estas características da água a serem tratadas, levaram ao projeto de um sistema envolvendo a captação da água bruta, adução e armazenamento em uma caixa de 25.000 litros, sendo posteriormente, dirigidos para um tratamento físico-químico, incluindo as etapas de ajuste de pH, coagulação, floculação, decantação, filtragem e desinfecção.

4. MEMORIAL DESCRITIVO DOS PROCESSOS DE TRATAMENTO

4.1 Tratamento Físico-Químico

A água bruta flui por bombeamento para o reservatório de armazenamento e equalização a uma vazão de 5 m³/hora. Do tanque de equalização a água bruta será bombeada para a estação de tratamento, a uma vazão máxima de 7,5 m³/hora.

Para equalização da vazão, na tubulação de recalque da bomba de alimentação da ETA será instalado um canal de retorno para o tanque de armazenamento, com registros que permitem o ajuste de vazão necessária.

Do equalizador, a água será conduzida por bombeamento até o floculador, passando por uma calha Parshall, para mistura rápida e medição da vazão. No canal de alimentação do floculador, até a entrada da calha Parshall, serão adicionados produtos químicos para ajuste de pH e coagulantes para provocar a aglomeração dos sólidos suspensos. Serão adicionadas uma solução alcalinizante para ajuste do pH, que deve permanecer com um valor entre 9 e 11, uma solução floculante, reduzindo o pH para um valor entre 6,5 e 7,5 e em seguida um polímero auxiliar de coagulação. O líquido segue então para a calha Parshall para a mistura rápida onde ocorre a coagulação dos sólidos suspensos.

O líquido passa, então, pelas câmaras de floculação, no floculador, que possui compartimentos internos com paredes divisórias estrategicamente perfuradas, permitindo a passagem do líquido no sentido vertical, de baixo para cima e provocando um gradiente de velocidade escalonado e decrescente, com um tempo de residência em cada câmara ideal para a formação adequada dos flocos.

Do tanque de floculação a água é dirigida, por gravidade, ao decantador, onde se distribui por toda a área perpendicular ao fluxo de líquido, formando as várias camadas de concentrações características destes processos de tratamento.

O processo de decantação dos sólidos, forma na superfície, uma lâmina bem definida de líquido límpido que flui para o tanque pulmão através de uma calha coletora. Do tanque pulmão, a água tratada é bombeada para o filtro de pressão.

A água passa então, pelo filtro de pressão com leito de carvão ativado e em seguida pela dosagem de cloro para desinfecção e pelo tanque de contato, onde ocorre o contato da água filtrada com a solução desinfetante. A água permanece nesta unidade o tempo suficiente para eliminar possíveis microorganismos patogênicos, completando os processos de tratamento e sendo finalmente, dirigida para o armazenamento e consumo.

Os sólidos decantados que se depositam no fundo do decantador, com formato de tronco piramidal invertido para permitir o adensamento deste lodo, serão dirigidos, por gravidade, para o leito de secagem, onde ocorre a desidratação e secagem. Após a secagem, o lodo seco será caracterizado e dirigido para descarte em um aterro apropriado e devidamente licenciado pelo órgão ambiental da região.

A estação de tratamento físico-químico possui, além das unidades citadas, um sistema automático de dosagens constituído por um painel de controle com quatro bombas dosadoras, quatro reservatórios de produtos químicos, um sistema de controle de nível para o acionamento e desligamento automático do sistema e uma bomba de recalque para saída da água tratada e retro-lavagem dos filtros.

A figura abaixo apresenta um desenho demonstrativo da estação de tratamento físico-químico.

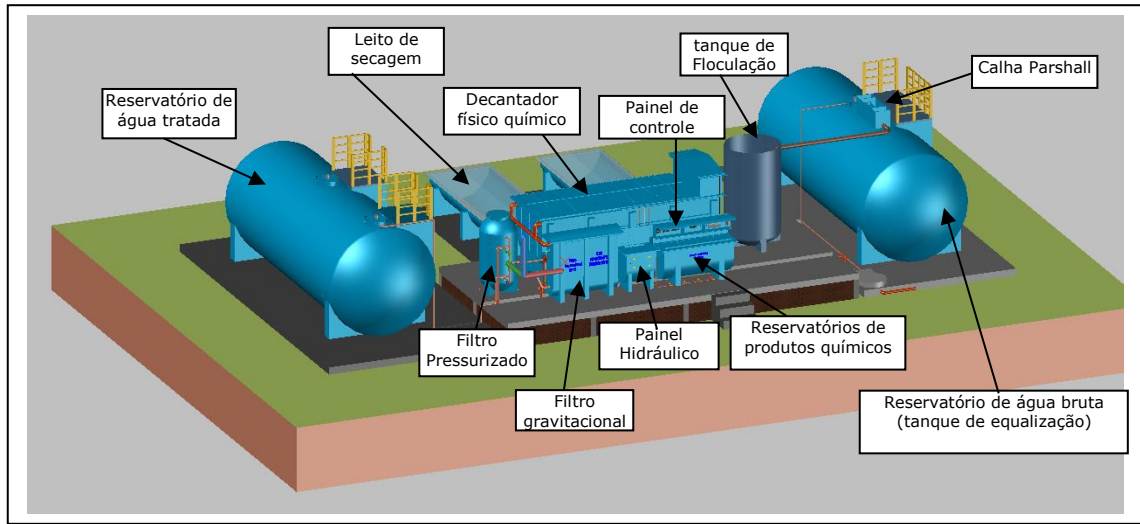
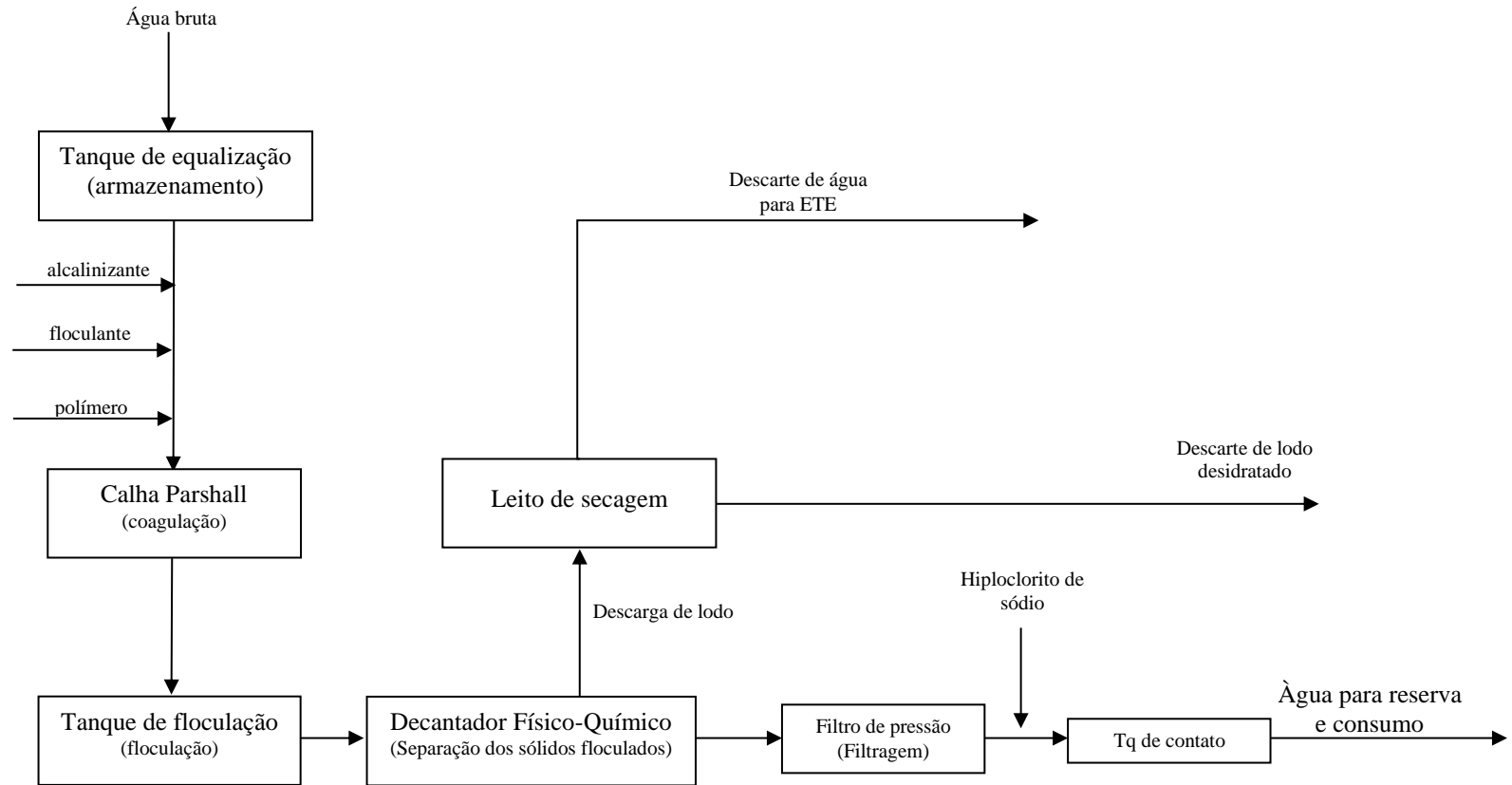


Fig 2: Foto demonstrativa – Sistema de Tratamento físico-químico.

4.2 Fluxograma dos processos de tratamento



5. MEMORIAL DE CÁLCULO DOS PROCESSOS DE TRATAMENTO

5.1 Vazões de consumo:

Embora considerada em projeto como constante e igual a vazão de consumo média ao longo do dia e ao longo do ano, a vazão de abastecimento de água tratada para consumo no Centro de Turismo, não será constante, sofrendo variações consideráveis ao longo das horas do dia e de acordo com a época do ano.

Para dimensionamento das unidades de tratamento, temos que considerar as vazões e os respectivos coeficientes de consumo mínimo, médio e máximo na linha de tratamento, seguindo os procedimentos indicados na literatura especializada e nas normas brasileiras. Em nosso caso, vamos considerar os mesmos coeficientes adotados para dimensionamento de unidades de abastecimento municipal ou comunitário.

5.1.1 Variações diárias: (K_1)

$$K_1 = \frac{\text{maior consumo diário do ano}}{\text{vazão média diária do ano}} \rightarrow (K_1 \text{ varia entre } 1,2 \text{ a } 2 \rightarrow \text{considerado } K_1 = 1,2)$$

Obs: K_1 é o coeficiente do dia de maior consumo, considerado para determinação da vazão utilizada no dimensionamento de redes de captação, redes de adução, estações de tratamento e estações elevatórias.

5.1.2 Variações horárias: (K_2)

$$K_2 = \frac{\text{vazão da hora de maior consumo}}{\text{vazão média horária no dia}} \rightarrow (K_2 \text{ varia entre } 1,5 \text{ a } 3 \rightarrow \text{considerado } K_2 = 1,5)$$

Obs: K_2 é o coeficiente da hora de maior consumo, considerado para determinação da vazão utilizada no dimensionamento de redes de distribuição.

5.1.3 Vazão máxima (vazão dos dias de maior consumo, na hora de maior consumo): ($Q_{\text{máx}}$)

$$Q_{\text{máx}} = \frac{P \times q \times K}{3600 \times h} \left\{ \begin{array}{l} Q = \text{vazão (l/s)} \\ P = \text{população abastecível considerada em projeto (nº de habitantes)} \\ q = \text{taxa de consumo per capita (litros/hab.x dia)} \\ h = \text{horas diárias de operação do sistema} \\ K = K_1 \times K_2 \text{ (coeficiente de reforço)} \end{array} \right.$$

5.1.4 Vazão média (vazão média dos dias de maior consumo): ($Q_{\text{méd}}$)

$$Q_{\text{méd}} = \frac{P \times q \times k_1}{3600 \times h}$$

5.1.5 Vazão mínima (vazão média ao longo do ano): ($Q_{\text{mín}}$)

$$Q_{\text{mín}} = \frac{P \times q}{3600 \times h}$$

5.1.6 Relação entre as vazões:

Considerando-se uma vazão média de adução da água bruta de 5 m³/hora, durante 24 horas/dia, para obtenção das vazões máxima e mínima podemos fazer as relações:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{P \times q \times K}{3600 \times h} \rightarrow Q_{\text{máx}} = Q_{\text{mín}} \times K$$

$$Q_{\text{méd}} = \frac{P \times q \times K_1}{3600 \times h} \rightarrow Q_{\text{méd}} = Q_{\text{mín}} \times K_1$$

E para a linha de abastecimento do tanque de equalização do sistema de tratamento temos:

$$Q_{\text{méd}} = 5 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow 5 \text{ m}^3/\text{h} = Q_{\text{mín}} \times 1,2 \rightarrow Q_{\text{mín}} = 4,17 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{mín}} \times k_1 \times k_2 \rightarrow Q_{\text{máx}} = 4,17 \times 1,2 \times 1,5 \rightarrow Q_{\text{máx}} = 7,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.2 Tanque de Armazenamento (Equalizador):

Considerações de projeto:

- A estação de tratamento irá operar durante 16 horas/dia;
- A vazão de alimentação do equalizador será de $Q_{\text{méd}} = 5 \text{ m}^3/\text{hora}$ durante 24 horas/dia;
- Para dimensionamento das unidades de tratamento será adotada a vazão média de alimentação da ETA:
 $Q_{\text{mETA}} = \frac{5 \text{ m}^3/\text{h} \times 24 \text{ h/dia}}{16 \text{ h/dia}} \rightarrow Q_{\text{mETA}} = 7,5 \text{ m}^3/\text{h}$
- Para atender a finalidade de homogeneização, será reservado um volume, no fundo do tanque, em torno de 30% do volume útil de equalização. Este volume será controlado por uma boia de nível automática;
- Para evitar a sedimentação, a massa líquida no interior do tanque de equalização e de homogeneização será mantida em movimento constante, através da recirculação de líquido, fazendo-o retornar para o tanque através de um ramal instalado na tubulação de recalque da bomba que alimenta o sistema de tratamento biológico;
- A instalação de válvulas ou registros de controle, nas tubulações de alimentação e no ramal de retorno, permitem o ajuste da vazão de alimentação do tratamento biológico;
- Como a ETA irá operar durante 16 horas/dia, e o abastecimento do sistema será durante as 24 horas do dia, para dimensionamento do equalizador vamos adotar a fórmula indicada pelo método de conservação das massas. conforme abaixo:

$$V_{\text{eq}} = (Q_s - Q_e) \times t \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_e = \text{vazão de entrada para o equalizador.} \\ Q_s = \text{vazão de alimentação do tratamento biológico (saída do equalizador).} \\ t = \text{tempo de operação do sistema de tratamento} \end{array} \right.$$

$$V_{\text{eq}} = (Q_s - Q_e) \times t \rightarrow V_{\text{eq}} = (7,5 - 5) \times 16 \rightarrow V_{\text{eq}} = 40 \text{ m}^3$$

Considerando 30% deste volume, reservado para homogeneização, teremos:

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{eq}} + V_{\text{min}} \rightarrow V_{\text{tot}} = 40 + (40 \times 30/100)$$

$$V_{\text{tot}} = 52 \text{ m}^3$$

O tanque de equalização será formado por um cilindro com tampos toroidais, posicionado horizontalmente, construído em PRFV.

Considerando que o volume útil do tanque é 95% do volume interno total, temos:

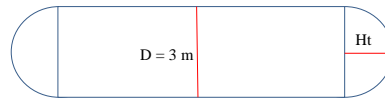
$$V_{\text{teq}} = \frac{V_{\text{u}_{\text{eq}}}}{0,95} \rightarrow V_{\text{teq}} = \frac{52 \text{ m}^3}{0,95} \rightarrow V_{\text{teq}} = 54,74 \text{ m}^3$$

CENTRO DE TURISMO SOCIAL E LAZER DE DOMINGOS MARTINS

Rua Ayrton Senna, s/n, Distrito de Soído, Domingos Martins – E.S. – CEP 29260-000

O volume real, VR, de um vaso horizontal de seção circular é obtido pela seguinte equação, definida por Bednar (1994):

$$VR = \overbrace{0,785 L D^2}^{\text{Volume do cilindro}} + \overbrace{1,0472 D^2 HT}^{\text{Volume das calotas}}$$



Onde:

L é comprimento do costado, D o diâmetro do vaso (D = 3,00 m) e Ht a altura central da calota (Ht = 0,65 m).

$$V_{t_{eq}} = 0,785 L D^2 + 1,0472 x D^2 x HT \rightarrow 54,74 = 0,785 x L x 3^2 + 1,0472 x 3^2 x 0,65 \rightarrow L = 6,88$$

Vamos considerar: L = 7,00 m

Dimensões internas do Reservatório de água bruta (Tanque de equalização)

| | |
|-------------------------|----------------------|
| Diâmetro do cilindro: | 3,00 m |
| Comprimento do costado: | 7,00 m |
| Comprimento total: | 8,30 m |
| Volume útil: | 55,58 m ³ |

5.3 Bomba de Alimentação do Sistema

Será dimensionada uma unidade de bombeamento, para atender a uma demanda total de:

$$Lo = 7,50 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Tempo de operação considerado em projeto: 16 horas/dia

$$\text{Vazão necessária, em m}^3/\text{seg: } Lo = 0,00208 \text{ litros/seg}$$

5.3.1 Diâmetro da linha de recalque:

O critério a ser utilizado para escolha do diâmetro da tubulação é o critério de velocidade econômica, por ser simples e eficiente.

Segundo muitos autores, a velocidade no interior da tubulação deve variar de 0,5 a 2,0 m/s.

Desta forma temos:

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

Em que:

V é a velocidade (m/s); Q é a vazão (m³/s); A é a área da seção do tubo, sendo determinada por:

$$A = \frac{\pi x D^2}{4}$$

Adotando-se uma velocidade média de 1,0 m/s temos:

$$V = \frac{Q}{A} \rightarrow A = 0,00208 / 1 \rightarrow A = 0,00208 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi x D^2}{4} \rightarrow 0,00208 = \frac{\pi x D^2}{4} \rightarrow D = 0,051 \text{ m}$$

Diâmetro interno adotado = 0,050 m ou ϕ diâmetro do recalque = 50 mm.

5.3.2 Escolha da Bomba

Cálculo das perdas de carga

$$H_m = HG + h_{ftotal}$$

H_m = altura manométrica da instalação (em m)

HG = desnível geométrico (em m)

h_{ftotal} = perda de carga total (em m)

A composição da linha de recalque é a seguinte:

- Altura de sucção: $H_s = -2,50$ m (bomba afogada)
- Altura de recalque: $H_r = 3,00$ m
- Altura Geométrica: $HG = H_r + H_s \rightarrow HG = 3 - 2,5 \rightarrow HG = 0,50$ m

Conexões e acessórios:

Diâmetro de Recalque 50 mm

| Recalque | Quantidade | Perda de carga por acessório |
|---------------|------------|------------------------------|
| Joelho 90° | 6 | 3,20 |
| Tê pass. Dir. | 2 | 2,20 |
| Registro | 3 | 0,70 |
| União | 2 | 0,10 |

| Conexões | Comprimento equivalente (m) |
|--------------------------|-----------------------------|
| Joelho 90° | 19,20 |
| Tê | 4,40 |
| Registro | 2,10 |
| União | 0,20 |
| Comprimento equivalente: | 25,90 |
| Comprimento da tubulação | 10,00 |
| Comprimento total | 35,90 |

Utilizando-se a equação de Hazen-Williams, obtém-se a perda de carga na linha de recalque:

$$C = 130$$

$$hf = J \times L$$

$$J = 10,643 \times \frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}} \rightarrow J = 10,643 \times \frac{0,00208^{1,85}}{130^{1,85} \times 0,05^{4,87}} \rightarrow J = 0,0309 \text{ m/m}$$

$$hf_{\text{recalque}} = 0,0309 \times 35,90 \rightarrow = 1,1093 \text{ m}$$

Para o cálculo da perda de carga total, ou seja, ao longo da linha de recalque, utiliza-se a seguinte equação:

$$hf_{\text{total}} = hf_{\text{sucção}} + hf_{\text{recalque}}$$

$$hf_{\text{total}} = 1,1093 \text{ m}$$

5.3.3 Equação do sistema:

A equação do sistema é:

$$H_m = HG + k \times Q^{1,852}$$

O cálculo da altura geométrica é realizado através da soma das alturas geométricas de sucção (H_s) e de recalque (H_r). Como não há altura de sucção ($H_s = 0$), temos:

$$HG = 0,50 \text{ m}$$

altura manométrica (H_m) = desnível geométrico (HG) + perdas de carga (h_{ftotal})

$$H_m = 0,50 + 1,1093 = 1,6093 \text{ m}$$

Cálculo do coeficiente k :

$$1,6093 = 0,5 + k \times (7,50)^{1,852} \rightarrow k = 0,03$$

Equação do sistema:

$$H_m = 0,5 + 0,03 \times Q^{1,852}, \text{ sendo: } H_m \text{ em m e } Q \text{ em m}^3/\text{h}.$$

Com os dados H_m e Q , utiliza-se o gráfico de pré-seleção, encontrando-se a "família" de bombas BC, da marca Schneider, como sendo a mais adequada para a situação criada. O modelo escolhido, compatível com o projeto, é a BC – 91 S, com diâmetro do rotor de 111 mm.

5.3.4 Cálculo da potência da Bomba

- **Para o cálculo da potência necessária, utiliza-se a seguinte fórmula:**

$$N = \frac{\gamma \times Q \times H}{75 \times \eta}$$

Sendo:

N = potência (CV);

γ = peso específico da água (1000 kg/m³);

Q = vazão (m³/s);

H = altura manométrica (m);

η = rendimento (decimal).

O rendimento é obtido através da curva característica na qual, com o ponto de trabalho (Q , H), obtêm-se um rendimento correspondente de 50% ou $\eta = 0,5$.

Aplicando-se a fórmula para o cálculo da potência, tem-se:

$$N = (1000 \times 0,0021 \times 1,6093) / (75 \times 0,5) = 0,09 \text{ CV}$$

$$N = 0,09 \text{ CV}$$

Utilizar uma bomba com potência de: $P = 0,50 \text{ CV}$.

5.4 Calha Parshall e Mistura rápida:

OBS: A calha Parshall será instalada na entrada para o tratamento físico-químico, após o tanque de equalização e antes do floculador. Portanto, será dimensionada para atender à vazão de alimentação da ETA, ou seja $Q_0 = 7,5 \text{ m}^3/\text{hora}$

Dimensões da calha Parshall recomendada para atender à vazão de projeto:

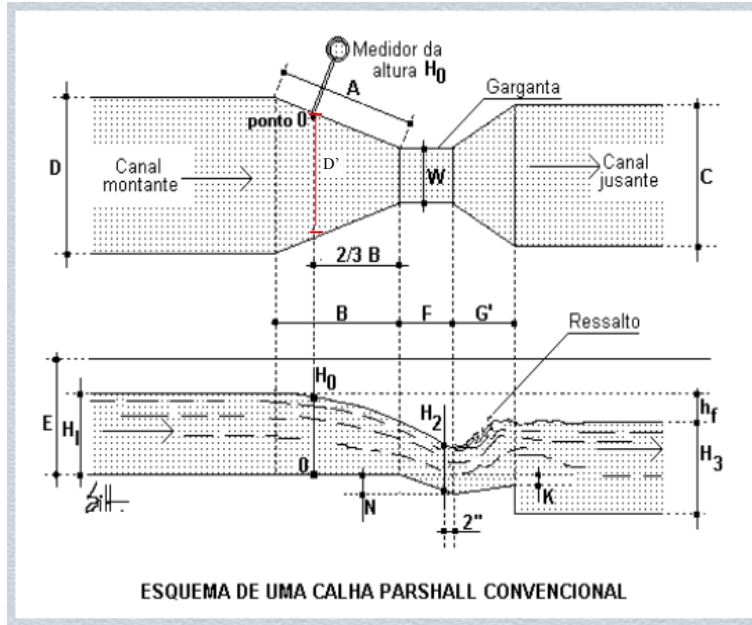


Tabela 1: **Dimensões da calha Parshall**

| Largura Nominal “W” | | Capacidade (l/s) | | Dimensões Padronizadas (cm) | | | | | | | | |
|------------------------|-------|---------------------|-------|--------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----|-----|
| Pol/pés | m | mín. | máx. | A | B | C | D | E | F | G' | K | N |
| 1” | 0,025 | 0,11 | 5,67 | 36,3 | 35,6 | 9,3 | 16,8 | 22,9 | 7,6 | 20,3 | 1,9 | 2,9 |
| 2” | 0,051 | 0,28 | 14,17 | 41,4 | 40,6 | 13,5 | 21,4 | 25,4 | 11,4 | 25,4 | 2,2 | 4,3 |

Vamos utilizar uma Calha Parshall com largura nominal de: $W = 1$ polegada ou 2,50 cm

Segundo a Norma ASTM 1941/1975, a função matemática que expressa a vazão em função da altura é:

$$Q = K \times H^n$$

Onde:

- **K** é uma constante que depende das dimensões da calha e ajuste da unidade de engenharia
- **n** é um valor que difere ligeiramente de 3/2 (vide tabela abaixo, para valores de K e n específicos)

Valores de n e de K

| W (Inch.) | W (mm) | K | | |
|--------------|-----------|-------|-------------------|------|
| | | n | m ³ /h | l/s |
| 1" | 25,4 | 1,550 | 217,29 | 60,4 |
| 2" | 50,8 | 1,550 | 434,58 | 121 |
| 3" | 76,2 | 1,547 | 633,60 | 177 |
| 6" | 152,4 | 1,580 | 1371,60 | 381 |
| 9" | 228,6 | 1,530 | 1926,00 | 535 |
| 12" | 304,8 | 1,522 | 2484,00 | 691 |
| 18" | 457,2 | 1,538 | 3794,40 | 1060 |
| 24" | 609,6 | 1,550 | 5133,60 | 1430 |
| 36" | 914,4 | 1,556 | 7855,20 | 2180 |
| 48" | 1219,2 | 1,578 | 10566,00 | 2950 |
| 60" | 1524,0 | 1,587 | 13420,80 | 3730 |
| 72" | 1828,8 | 1,595 | 16254,00 | 4520 |

Relação entre a altura H da lâmina de água e a vazão de líquido na calha Parshall (W = 1")

A base horizontal da calha constitui um nível de referência para o nível de água a montante. Muitas vezes mede-se a altura da água num ponto situado a 2/3 do canal de aproximação da garganta, tendo-se estabelecido empiricamente a seguinte relação entre o nível de água no **ponto 0** e a vazão na seção:

$$Q = 60,4 \times H_0^{1,55}$$

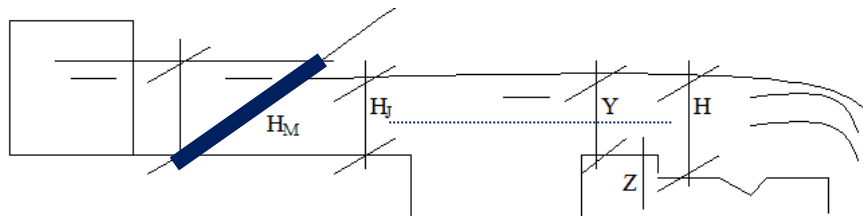
Onde:

H₀ = altura do nível de água no **ponto 0** (m)

Q = Vazão em l/s

Para Q₀ = 2,08 l/s → H₀ = 0,114 m

Cálculo do degrau de rebaixo Z à entrada da calha Parshall:



- Cálculo da Largura na Secção de Medida: (D')

$$D' = \frac{2}{3} \times (D - W) + W \rightarrow D' = \frac{2}{3} \times (16,8 - 2,5) + 2,5 \rightarrow D' = 12,03 \text{ cm ou } 0,12 \text{ m}$$

- Cálculo da Velocidade na Secção de Medida: (V₀)

$$V_0 = \frac{Q}{A} \rightarrow A = D' \times H_0$$

Considerando a vazão média: H₀ = 0,114 m → A = 0,12 x 0,114 → A = 0,014 m²

$$V_0 = \frac{5 \text{ m}^3/\text{h}}{0,014 \text{ m}^2} \rightarrow V_0 = 357,143 \text{ m/h ou } V_0 = 0,099 \text{ m/seg}$$

CENTRO DE TURISMO SOCIAL E LAZER DE DOMINGOS MARTINS

Rua Ayrton Senna, s/n, Distrito de Soído, Domingos Martins – E.S. – CEP 29260-000

- Cálculo da Energia Total Disponível: (E_o)

$$E_o = H_o + \frac{V_o^2}{2g} + N \rightarrow E_o = 0,114 + \frac{(0,099)^2}{2 \cdot 9,8} + (2,9/100) \rightarrow E_o = 0,1435 \text{ m}$$

- Cálculo do ângulo fictício: (θ)

$$\cos(\theta) = - \frac{g \times Q}{W \times (0,67 \times g \times E_o)^{(3/2)}} \rightarrow \cos(\theta) = - \frac{9,8 \times (2,08/1000)}{0,025 \times (0,67 \times 9,8 \times 0,1178)^{(3/2)}}$$

$$\cos(\theta) = -0,80 \rightarrow \theta = 143,13^\circ$$

- Cálculo da velocidade da água no início do ressalto: (V_1)

$$V_1 = 2 \times \cos(\theta/3) \times \left[\frac{2 \times g \times E_o}{3} \right]^{1/2} \rightarrow V_1 = 2 \times \cos(47,71) \times \left[\frac{2 \times 9,8 \times 0,1178}{3} \right]^{1/2}$$

$$V_1 = 1,18 \text{ m/s}$$

- Cálculo da altura de água no início do ressalto: (y_1)

$$E_o = E_1 \rightarrow E_o = y_1 + \frac{(V_1)^2}{2g}$$

$$y_1 = E_o - \frac{(V_1)^2}{2g} \rightarrow y_1 = 0,1435 \text{ m} - \frac{(1,18 \text{ m/s})^2}{2 \times 9,8 \text{ m/s}^2} \rightarrow y_1 = 0,047 \text{ m}$$

- Cálculo do número de Froude: (F_{r1})

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g \times y_1}} \rightarrow F_{r1} = \frac{1,18}{\sqrt{9,8 \times 0,047}} \rightarrow F_{r1} = 1,73$$

- Cálculo da altura conjugada do ressalto: (y_3)

As alturas conjugadas, y_1 e y_3 , são dois parâmetros específicos do ressalto hidráulico. Consistem nas alturas imediatamente a montante e imediatamente a jusante do ressalto. As alturas conjugadas podem ser relacionadas, tendo em conta o número de Froude, Fr_1 , de acordo com a seguinte equação proposta por Bélanger(1828):

$$y_3/y_1 = \frac{1}{2} \times \left[\sqrt{1 + 8 \times Fr_1^2} - 1 \right] \rightarrow y_3/y_1 = \frac{1}{2} \times \left[\sqrt{1 + 8 \times 1,73^2} - 1 \right] \rightarrow y_3/y_1 = 1,997 \text{ m}$$

$$y_3 = 1,997 \times 0,047 \rightarrow y_3 = 0,094 \text{ m}$$

Esta equação tem como base o princípio de conservação da quantidade de movimento de Newton, e é válida mediante se verificarem as seguintes condições:

- Canal rectangular com paredes paralelas e fundo horizontal
- Escoamento com caudal e velocidade constantes
- Fluido incompressível
- Efeitos de entrada de ar desprezáveis

A diferença entre a altura a jusante e a montante é designada por altura do ressalto: (Z)

$$Z = y_3 - y_1 \rightarrow Z = 0,094 - 0,047 \rightarrow Z = 0,047 \text{ m}$$

- Cálculo da profundidade no final do trecho divergente: (y_2)

$$y_2 = (y_1 - N + K) \rightarrow y_2 = 0,094 - 0,029 + 0,019 \rightarrow y_2 = 0,084 \text{ m}$$

- Cálculo da velocidade na saída divergente: (v_2)

$$v_2 = Q/A \rightarrow v_2 = Q/(y_2 \times C) \rightarrow v_2 = \frac{5 \text{ m}^3/\text{h}}{0,084 \text{ m} \times 0,093 \text{ m}} \rightarrow v_2 = 640 \text{ m/h ou } v_2 = 0,18 \text{ m/s}$$

- Cálculo da perda de carga no ressalto hidráulico: (ΔH)

$$H_0 + N = y_3 + \Delta H \Rightarrow \Delta H = (H_0 + N) - y_3$$

$$\Delta H = (0,114 + 0,029) - 0,094 \rightarrow \Delta H = 0,023 \text{ m}$$

- Cálculo do tempo de residência médio no trecho divergente: (θ_h)

$$\theta_h = \frac{G'}{Vm}$$

$$vm = \frac{v_1 + v_2}{2} \rightarrow vm = \frac{1,18 \text{ m/s} + 0,18 \text{ m/s}}{2} \rightarrow vm = 0,68 \text{ m/s}$$

$$\theta_h = \frac{0,203}{0,68} \rightarrow \theta_h = 0,30 \text{ seg.}$$

- Cálculo do gradiente de velocidade: (G)

$$G = \sqrt{\frac{y \times \Delta H}{\mu \times \theta_h}} \rightarrow G = \sqrt{\frac{1000 \text{ Kgf/m}^3 \times 0,023 \text{ m}}{1,03 \cdot 10^{-4} \text{ Kgf} \cdot \text{seg/m}^2 \times 0,30 \text{ seg}}} \rightarrow G = 862,75 \text{ s}^{-1}$$

μ = coeficiente de viscosidade dinâmica (para água a 25°C: $\mu = 1,03 \cdot 10^{-4} \text{ Kgf} \cdot \text{seg} / \text{m}^2$)

y = peso específico (para água a 25°C: $y = 1000 \text{ Kgf/m}^3$)

5.5 Tanque de Floculação:

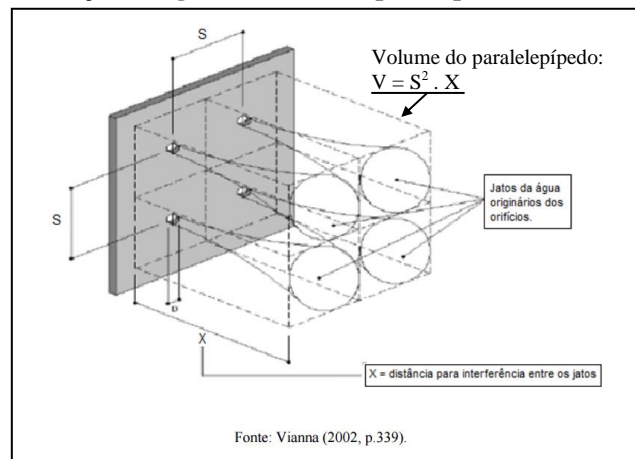
Para o tanque de floculação, vamos adotar um floculador de bandejas perfuradas.

Este tipo de floculador foi concebido pelo engenheiro Marcos Rocha Viana, no final da década de 1970, especialmente desenvolvido para ser utilizado em estações de tratamento de água pré-fabricadas (VIANNA, 2002, p. 263).

A partir da equação geral para cálculo do gradiente de velocidade, formulada por Camp e Stain, (VIANNA, 2002, p. 330) desenvolveu um modelo para o cálculo do gradiente de velocidade em cortinas de orifício utilizada na distribuição de água floculada em decantadores. Utilizaremos este modelo para cálculo do número de orifícios necessários à aplicação de um gradiente de velocidade para otimização da floculação.

A cortina distribuidora utilizada no modelo proposto contém orifícios de diâmetro D , espaçados entre si, de uma distância S ; sendo X a distancia entre os jatos adjacentes formados, conforme mostrado na figura abaixo:

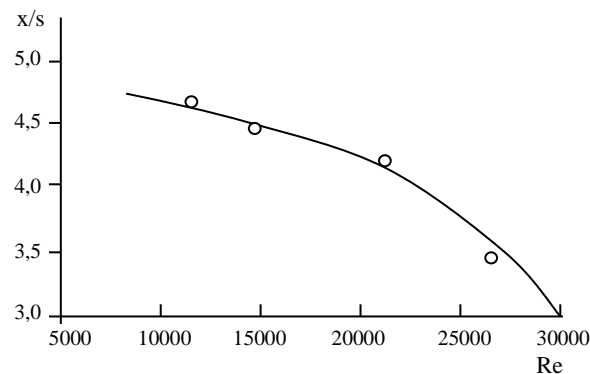
Figura 1: Cortina de distribuição de água floculada em placas perfuradas



Conforme relatos de Camp (1961, p. 244) em estudo realizado por Dempster (1934), foi observado o valor de X (distância necessária para a difusão uniforme) em uma série de experiências usando corante.

Neste estudo, a característica selecionada foi o gradiente de velocidade médio obtido a partir da suposição de que a carga do orifício H_0 é dissipada no volume de $S^2 \cdot X$ para cada orifício. Neste estudo, concluiu-se que a relação X/S parece depender, principalmente, da velocidade de passagem do fluido pelo orifício, que nestas experiências variou de 3,05 a 48,7 cm/s. Quando realizada uma comparação com a velocidade de passagem do fluido pelo orifício, verificou-se que o tamanho dos orifícios parece não ter qualquer influência sobre a razão X/S. Posteriormente, em estudos com cortinas distribuidoras de água floculada em decantadores, realizados por Di Bernardo e Giorgetti (1980, p. 528-533), foi verificada uma correlação entre o número de Reynolds e a distância de alcance dos jatos, conforme apresentado na figura a seguir:

Figura 2: Variação de X/S em relação ao N° de Reynolds



Camp (1961) apud Di Bernardo e Giorgetti (1980, p. 530), relatou que estudos realizados com orifícios hidráulicos corroboram as conclusões listadas a seguir:

- a.) A relação X/S parece depender somente da velocidade de passagem de água através do orifício;
 - b.) Quando a velocidade no orifício estiver compreendida entre 0,1 e 0,3 m/s, o diâmetro do orifício não influi na relação X/S;
 - c.) Os jatos provenientes de orifícios consecutivos interferem um no outro a uma distância compreendida entre 2S e 3S.
-

CENTRO DE TURISMO SOCIAL E LAZER DE DOMINGOS MARTINS

Rua Ayrton Senna, s/n, Distrito de Soído, Domingos Martins – E.S. – CEP 29260-000

Seguindo esta linha de raciocínios, o interior do tanque de floculação será formado por três câmaras cilíndricas divididas internamente por paredes estrategicamente perfuradas, de forma a fornecer um gradiente de velocidade escalonado, de montante para jusante, na medida em que o líquido flui através do floculador na direção vertical e no sentido de cima para baixo.

Como vamos implantar um floculador hidráulico, cilíndrico, com três câmaras, será adotado um período de detenção de 25 minutos no floculador, ou seja (25/3) minutos no interior de cada câmara, considerando uma vazão de alimentação do flotador de $Q_0 = 7,5 \text{ m}^3/\text{hora}$.

Serão aplicados gradientes de velocidades decrescentes de uma câmara para outra, na medida em que o líquido flui através delas.

NBR 12216/1992

- Período de detenção no tanque de floculação: entre 20 a 30 minutos para floculadores hidráulicos
- Gradiente de velocidade máximo de 70 s^{-1} no primeiro compartimento e mínimo de 10 s^{-1} no último compartimento

5.5.1 Gradiente de velocidade nas câmaras em função do número de orifícios

(segundo Viana 2002, p. 330):

$$G = \frac{D}{S} \sqrt{\frac{\pi \times U^3}{8 \times C_d^2 \times \nu \times x}}$$

Considerações de Projeto:

- D = Diâmetro do orifício (m) → considerado orifícios de D = 25 mm ou 0,025 m
- S = espaço entre os centros de dois orifícios adjacentes (m) → S = 10 cm ou 0,1 m
- ν = viscosidade cinemática da água (m^2/s) → $\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$
- x = distância percorrida pelo jato de água ao passar pelo orifício até que haja interferência entre dois jatos consecutivos ($X = 2,5 \times S \rightarrow X = 0,25 \text{ m}$)
- C_d = coeficiente de descarga dos orifícios (considerado $C_d = 0,85$)
- Vazão em cada orifício (m^3/s): $Q_{or} = 0,00208/n_{or}$
- Área de passagem de água pelo orifício (m^2): $A = \pi D^2/4 \rightarrow A = \pi \cdot (0,025)^2/4 \rightarrow A = 0,00049 \text{ m}^2$
- Velocidade de passagem da água pelo orifício (m/s): $U_{or} = Q_{or}/(A \times n_{or}) \rightarrow U_{or} = 4,24/n_{or}$
- Gradientes de velocidade escalonados: $G1 = 60 \text{ s}^{-1}$, $G2 = 40 \text{ s}^{-1}$, $G3 = 20 \text{ s}^{-1}$

1ª câmara:

Considerando que na primeira câmara espera-se um gradiente de velocidade de $G_c = 60 \text{ s}^{-1}$, temos:

$$(60) = \frac{D}{S} \sqrt{\frac{\pi \times U_{or}^3}{8 \times C_d^2 \times \nu \times x}} \rightarrow (60) = \frac{0,025}{0,1} \sqrt{\frac{\pi \times U_{or}^3}{8 \times 0,85^2 \times 0,000001 \times 0,25}}$$

$$(240) = \sqrt{2174112,56 \times \left(\frac{4,24}{n_{or}}\right)^3} \rightarrow (240)^2 = \frac{2174112,56 \times 76,22}{n_{or}^3}$$

$$n_{or}^3 = 2877 \rightarrow n_{or} = 14,22 \text{ ou } 15 \text{ orifícios}$$

2ª câmara:

Considerando que na segunda câmara espera-se um gradiente de velocidade de $G_c = 40 \text{ s}^{-1}$, temos:

$$(40) = \frac{D}{S} \sqrt{\frac{\pi \times U_{or}^3}{8 \times C_d^2 \times V \times X}} \rightarrow (40) = \frac{0,025}{0,1} \sqrt{\frac{\pi \times U_{or}^3}{8 \times 0,85^2 \times 0,00000 \times 0,25}}$$

$$(160) = \sqrt{2174112,56 \times \left(\frac{4,24}{n_{or}}\right)^3} \rightarrow (160)^2 = \frac{2174112,56 \times 76,22}{n_{or}^3}$$

$$n_{or}^3 = 6473 \rightarrow n_{or} = 18,64 \text{ ou } 19 \text{ orifícios}$$

3ª câmara:

$$(20) = \frac{D}{S} \sqrt{\frac{\pi \times U_{or}^3}{8 \times C_d^2 \times V \times X}} \rightarrow (20) = \frac{0,025}{0,1} \sqrt{\frac{\pi \times U_{or}^3}{8 \times 0,85^2 \times 0,00000 \times 0,25}}$$

$$(80) = \sqrt{2174112,56 \times \left(\frac{4,24}{n_{or}}\right)^3} \rightarrow (80)^2 = \frac{2174112,56 \times 76,22}{n_{or}^3}$$

$$n_{or}^3 = 25892 \rightarrow n_{or} = 29,58 \text{ ou } 30 \text{ orifícios}$$

5.5.2 Dimensões internas e propriedades do floculador:

- Vazão de alimentação do floculador: $Q = 7,5 \text{ m}^3/\text{hora} \rightarrow Q_s = 0,00208 \text{ m}^3/\text{seg}$
- Tempo de detenção hidráulica no floculador: $T_{df} = 25 \text{ minutos} = 0,42 \text{ horas}$ (NBR 12216/92)
- Volume útil total do floculador: $V_{tf} = Q \times T_{df} \rightarrow V_{tf} = 7,5 \times 0,42 \rightarrow V_{tf} = 3,15 \text{ m}^3$
- Diâmetro do floculador: $D_f = 1,50 \text{ m}$
- Área perpendicular ao fluxo: $A_f = \pi \times D^2/4 \rightarrow A_f = \pi \times 1,5^2/4 \rightarrow A_f = 1,77 \text{ m}^2$
- Número de compartimentos internos: 3
- Gradiente de velocidade no primeiro compartimento: $G = 60 \text{ seg}^{-1}$ (15 orifícios)
- Gradiente de velocidade no segundo compartimento: $G = 40 \text{ seg}^{-1}$ (19 orifícios)
- Gradiente de velocidade no terceiro compartimento: $G = 20 \text{ seg}^{-1}$ (30 orifícios)
- Volume útil de cada compartimento: $V_{uc} = V_{tf} / 3 \rightarrow V_{uc} = 3,15/3 \rightarrow V_{uc} = 1,05 \text{ m}^3$
- Altura de cada compartimento:
Altura útil dos compartimentos com seção cilíndrica: H_{uc}
 $H_{uc} = V_{uc} / A_f \rightarrow H_{uc} = 1,05 / 1,77 \rightarrow H_{uc} = 0,59 \text{ m}$
- Altura útil do compartimento com fundo em formato toroidal: H_{uct}

O volume real (V_R) de um vaso horizontal de seção circular, considerando o tampo toroidal na parte inferior é obtido pela seguinte equação, definida por Bednar (1994):

$$V_R = \overbrace{0,785 L D^2}^{\text{Volume do cilindro}} + \overbrace{0,5236 D^2 H_t}^{\text{Volume do tampo toroidal}}$$

Onde:

L = comprimento do costado ou a altura H_r do compartimento menos a altura do tampo toroidal

D = diâmetro do vaso

H_{tt} = altura do tampo toro esférico.

Para o compartimento projetado temos: D = 1,5 m e H_{tt} = 0,3 m

$$V_{uc} = 0,785 \times L \times 1,5^2 + 0,5236 \times 1,5^2 \times H_{tt} \rightarrow V_{uc} = 1,05 \text{ m}^3$$

$$1,05 = 0,785 \times L \times 2,25 + 0,5236 \times 2,25 \times 0,3$$

$$L = 0,39 \text{ m}$$

Altura útil total do compartimento:

$$H_{uct} = L + H_{tt} \rightarrow H_{uct} = 0,39 + 0,3 \rightarrow H_{uct} = 0,69 \text{ m}$$

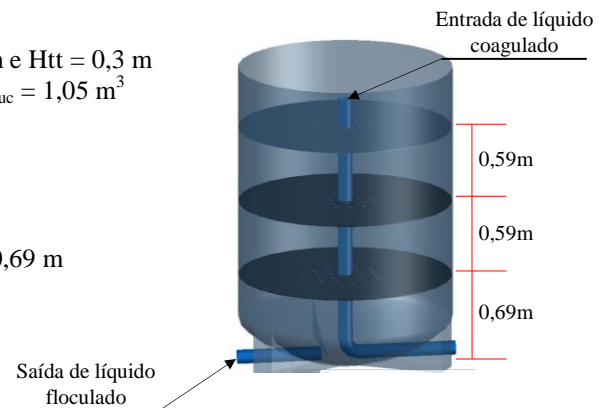


Figura 3: Flocculador (divisões internas)

5.6 Tanque de Decantação:

Adotado um decantador retangular convencional de fluxo vertical no sentido de baixo para cima.

5.6.1 Área superficial de sedimentação: (A_s)

(perpendicular ao fluxo de líquido)

Por se tratar de uma vazão relativamente pequena, com água bruta sujeita a impurezas mais leves, com teores de ferro e manganês entre os sólidos dissolvidos e com velocidade de queda mais lenta que a considerada pela NBR 12216/92, vamos adotar uma taxa de aplicação menor do que a indicada pela referida norma.

- Taxa de aplicação indicada pela NBR 12216/92: $T_x = 25 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$
- Taxa de escoamento superficial adotada: $T_x = 10 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$
- Tempo diário de operação da ETA: $T_{op} = 16 \text{ horas}$
- Vazão diária de líquido para a ETA: (Q_d)

$$Q_d = 16 \text{ horas/dia} \times 5 \text{ m}^3/\text{hora} \rightarrow Q_d = 80 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$A_s = Q_d/T_x \rightarrow A_s = \frac{80 \text{ m}^3/\text{dia}}{10 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}} \rightarrow A_s = 8 \text{ m}^2$$

Dimensões internas do Decantador Físico-Químico

(valores adotados para implantação)

Comprimento interno: $C_d = 4,71 \text{ m}$ (considerado para a área de decantação livre, perpendicular ao fluxo de líquido)

Largura interna: $L_d = 1,70 \text{ m}$ (considerado para a área de decantação livre, perpendicular ao fluxo de líquido)

altura total: $h_{td} = 2,19 \text{ m}$

altura útil: $h_{ud} = 1,90 \text{ m}$

Área de decantação: $A_s = 8,01 \text{ m}^2$

5.6.2 Tempo de detenção hidráulico: (θ_h)

Admitindo que a unidade de decantação tem uma altura útil: de $h_d = 1,90$ m:

$$\theta_h = V_{dec} / Q_o$$

$$V_{dec} = A_s \times h_d \rightarrow V_{dec} = 8 \text{ m}^2 \times 1,9 \text{ m} \rightarrow V_{dec} = 15,2 \text{ m}^3$$

$$\theta_h = 15,2 / 7,5 \rightarrow \theta_h = 2,027 \text{ horas}$$

5.6.3 Velocidade longitudinal do líquido no decantador: (V_a)

$$V_a = Q_o / A_s \rightarrow V_a = 7,5 / 8 \rightarrow V_a = 0,94 \text{ m/h ou } 0,00026 \text{ m/seg ou } 0,026 \text{ cm/seg}$$

5.6.4 Raio hidráulico: (R_h)

$$R_h = \frac{L_d \cdot C_d}{(C_d + 2 \cdot L_d)} \rightarrow R_h = \frac{1,7 \times 4,71}{(4,71 + 2 \times 1,7)} \rightarrow R_h = 0,9873 \text{ m}$$

5.6.5 Número de Reynolds: (R_e)

$$R_e = \frac{V_a \times R_h}{\nu} \rightarrow R_e = 1,003 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s a } 20^\circ\text{C}$$

$$R_e = \frac{0,00026 \text{ m/s} \times 0,9873 \text{ m}}{1,003 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} \rightarrow R_e = 257,02$$

5.6.6 Cortina difusora de líquido floculado: (R_e)

A entrada de água para o decantador será feita por tubos perfurados, cuja área (A_{furos}) fornecida pelos furos proporcionam uma velocidade de $V_{ed} = 0,1$ m/s e um gradiente de velocidade menor que 20 s^{-1} .

$$Q_o = V_{ed} \times A_{\text{furos}} \rightarrow A_{\text{furos}} = Q_o / V_{ed}$$

$$A_{\text{furos}} = \frac{0,00208 \text{ m}^3/\text{s}}{0,1 \text{ m/s}} \rightarrow A_{\text{furos}} = 0,0208 \text{ m}^2 \text{ ou } 208 \text{ cm}^2$$

Cálculo do número de orifícios:

- Diâmetro dos orifícios: $d_o = 25$ mm ou $2,5$ cm;
- Área de cada orifício: $A_{or} = \pi d_o^2 / 4 \rightarrow A_{or} = \pi \cdot 2,5^2 / 4 \rightarrow A_{or} = 4,91 \text{ cm}^2$;
- Número total de orifícios: $N_{or} = 208 \text{ cm}^2 / 4,91 \text{ cm}^2 \rightarrow N_{or} = 42,36$ ou 43 orifícios;

O líquido floculado será distribuído por uma tubulação submersa com 43 orifícios, espaçados de 35 cm centro a centro, com diâmetros de 25 mm cada furo.

Velocidade de escoamento nos orifícios (implantada):

$$V_{ed} = A_{\text{furos}} / Q_o$$

$$A_{\text{furos}} = 43 \times 4,91 \text{ cm}^2 = 211,13 \text{ cm}^2 \text{ ou } 0,02 \text{ m}^2$$
$$Q_o = 0,00208 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ed} = 0,00208 \text{ m}^3/\text{s} / 0,02 \text{ m}^2 \rightarrow V_{ed} = 0,10 \text{ m/s}$$

Gradiente de velocidade nos orifícios (segundo Viana 2002, p. 330):

5.6.7 *Gradiente de velocidade em função do número de orifícios:*

$$G = \frac{D}{S} \sqrt{\frac{\pi \times U^3}{8 \times C_d^2 \times v \times x}}$$

Considerações de Projeto:

- D = Diâmetro do orifício (m) → considerado orifícios de D = 25 mm ou 0,025 m
- S = espaço entre os centros de dois orifícios adjacentes (m) → S = 30 cm ou 0,30 m
- v = viscosidade cinemática da água (m²/s) → v = 0,000001 m²/s
- x = distância percorrida pelo jato de água ao passar pelo orifício até que haja interferência entre dois jatos consecutivos (X = 2,5 x S → X = 0,25 m)
- C_d = coeficiente de descarga dos orifícios (considerado C_d = 0,85)
- Vazão em cada orifício (m³/s): Q_{or} = 0,00208/43 → Q_{or} = 0,00005 m³/s
- Área de passagem de água pelo orifício (m²): A = π D²/4 → A = π . (0,025)² / 4 → A = 0,00049 m²
- Velocidade de passagem da água pelo orifício (m/s): U_{or} = Q_{or}/(A x n_{or}) → U_{or} = 4,24/43 = 0,10 m/s

$$G = \frac{0,025}{0,3} \sqrt{\frac{\pi \times 0,1^3}{8 \times 0,85^2 \times 0,000001 \times 0,25}}$$

$$G = 3,89 \text{ s}^{-1}$$

5.6.8 *Tubos perfurados, coletores da água decantada:*

- Segundo a NBR 12216/92, item 5.10.8.5 – Não sendo possível proceder a ensaios de laboratório, a vazão nos vertedores ou nos tubos perfurados de coleta, deve ser igual ou inferior a 1,8 litros/seg. x metro.
 - Diâmetro interno do tubo coletor de líquido sobrenadante no decantador: D_i = 100 mm
 - Diâmetro das aberturas de coleta (orifícios no tubo coletor): D_{or} = 50 mm ou 0,050 m
 - Distância entre os orifícios no tubo coletor: 15 cm centro a centro
 - Número de orifícios em um metro de tubo coletor: N_{or} = 6 orifícios
 - Comprimento total dos tubos coletores: L_t = 3,50 m
 - Número total de orifícios coletores: N_{tor} = 21 orifícios
 - Área de coleta, fornecida por um orifício: A_{or}
A_{or} = π D²/4 → A_{or} = π 0,05²/4 → A_{or} = 0,002 m²
 - Área de coleta total, fornecida pelo sistema coletor:
A_{tor} = 21 x 0,002 m² → A_{tor} = 0,042 m²
 - Velocidade de líquido nos orifícios: V_{or}
V_{or} = Q_o / A_{tor} → V_{or} = $\frac{7,5 \text{ m}^3/\text{h}}{0,042 \text{ m}^2}$ → V_{or} = 178,57 m/hora
 - Área de coleta, fornecida por um metro de tubo coletor:
A_{1m} = 6 x 0,002 m² → A_{1m} = 0,012 m²
 - Vazão de líquido em um metro de tubo coletor: Q_{1m}
Q_{1m} = A_{1m} x V_{or} → Q_{1m} = 0,012 m² x 178,57 m/hora → Q_{1m} = 2,14 m³/hora
Ou seja, a vazão nos tubos perfurados será: 2,14 m³/hora x m ou 0,59 litros/seg por metro de tubo coletor.
- Segundo a NBR 12216/1992 a vazão de coleta da água decantada nos tubos perfurados, deve ser igual ou inferior a 1,8 l/seg por metro de tubo coletor, o que abona os resultados verificados.

5.7 Filtro pressurizado:

(filtro rápido de fluxo descendente)

CONSIDERAÇÕES DE PROJETO: (segundo NBR 12216/92)

- Filtro com taxa declinante variável de fluxo descendente, com leito simples, de antracito, suportado por seixos rolados;
- Para dimensionamento do filtro projetado, com leito simples, considerou-se uma vazão de $Q_f = 2,08$ litros/segundo ou $Q_{of} = 7,5$ m³/h;
- Leito filtrante: camada de carvão antracitoso com espessura de 30 cm;
- Camada suporte: Seixos rolados ou brita, com espessura de 20 cm;
- Na amplitude máxima da capacidade de tratamento a taxa de filtração não excederá a 180 m³/m²xdia;
- A velocidade ascensional da água de lavagem não será menor que 60 cm/min.

BR 12216/1992 → Taxa máxima de filtração: $T_f = 180$ m³/m² x dia

Área de filtração de projeto: $A_f = Q_{of}/V_{máx}$ $\left\{ \begin{array}{l} \bullet A_f = \text{área mínima de filtração} \\ \bullet Q_{of} = \text{vazão horária para o filtro;} \\ \bullet V_{máx} = \text{velocidade máxima no filtro} \end{array} \right.$

Para uma vazão total: $Q_{of} = 7,5$ m³/hora, a área mínima de filtração será:

$$A = Q_o/T_f \rightarrow A = 7,5 \times 16 / 180 \rightarrow A_f = 0,67 \text{ m}^2$$

$$\text{Diâmetro do filtro: } A_f = 0,67 \text{ m}^2 = \pi r^2$$

$$0,67 = \pi r^2 \rightarrow r = \sqrt{(0,72 \div \pi)} \rightarrow 0,67 \text{ m}^2 = \pi r^2$$

$$r = 0,46 \rightarrow d = 0,92 \text{ m}$$

Utilizaremos um filtro com diâmetro interno: $d = 1,00$ m

$$\text{Neste caso, a área de filtração será: } A_f = \pi \times d^2/4 \rightarrow A_f = 0,79 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidade máxima de filtração: } V_{máx} = Q_{of} / A \rightarrow V_{máx} = 7,5 / 0,79 \rightarrow V_{máx} = 9,494 \text{ m/h}$$

$$\text{Taxa de filtração: } T_f = \frac{7,5 \text{ m}^3/\text{h} \times 16 \text{ h/dia}}{0,79 \text{ m}^2} \rightarrow T_f = 179,104 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

Vazão de retrolavagem:

Velocidade ascensional da água de retrolavagem adotada: $V_{rtl} = 65$ cm/min ou 39 m/h

$$\text{Vazão de retrolavagem: } Q_{rtl} = A_f \times V_{rtl} \rightarrow Q_{rtl} = 0,79 \times 39 \rightarrow Q_{rtl} = 51,35 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.7.1 Medidas internas do filtro:

Diâmetro = 1,00 m

Altura = 2,00 m

Área de filtração = 0,79 m²

5.8 *Leito de secagem*

Quantificação de lodo:

O dimensionamento de leitos de secagem de lodo de ETA não é normatizado. Usualmente, são adotadas abordagens tão simples quanto a estimativa da área necessária com base no volume e na altura do lodo a ser mantido no leito de secagem (ou da taxa de aplicação de sólidos por unidade de área, em kg.m²) (RICHTER, 2001). Entretanto, para isso, é preciso que se disponha de dados de produção de massa de sólidos por volume de água tratada. Idealmente, tal informação deve advir de medições de campo e do cômputo de balanço de massa ao longo da ETA. Na ausência dessas informações, pode-se recorrer a modelos preditivos empíricos que relacionem a produção de sólidos com as características da água e do tratamento empregado.

Saron e Leite (2001), estudaram a diferença entre os resultados de várias equações encontradas na literatura, aplicando valores médios mensais do ano de 2000 da ETA Guaraú, às variáveis de cada uma das equações consideradas. Os resultados encontrados deixaram claro o desvio expressivo entre a produção de resíduos calculada e a efetivamente medida, principalmente para os meses chuvosos. Também ficou claro que durante o período chuvoso as discrepâncias entre os valores obtidos por cada equação aumentaram consideravelmente.

No nosso caso, para a estimativa da produção de sólidos, foi utilizado o modelo empírico para ETAs que empregam sulfato de alumínio como coagulante, expresso na Equação 1 (KAWAMURA, 1991 apud Reali, 1999). A estimativa se faz em termos de massa de sólidos sedimentados por m³ de água tratada num determinado período de acúmulo de lodo no decantador em função da turbidez da água bruta e da dose de coagulante aplicada:

$$Ms = \frac{(K_1 \cdot D + K_2 \cdot T)}{1000} \times Q \times t$$

Em que:

- Ms = produção de sólidos (kg de sólidos por m³ de água tratada);
- D = dose de sulfato de alumínio (mg L⁻¹);
- T = turbidez da água bruta (uT);
- Q = vazão de água tratada (m³ s⁻¹);
- t = período de acúmulo de lodo (s);
- $K1$ = relação estequiométrica entre a dose de coagulante e a formação do precipitado de hidróxido (adimensional);
- $K2$ = relação entre sólidos suspensos totais e turbidez (adimensional).

Para estimativa das variáveis “turbidez da água bruta” e “dose de coagulante”, foi utilizado o banco de dados de quatro anos de monitoramento horário da ETA da UFV (Universidade Federal de Viçosa), disponibilizado pelo artigo técnico apresentado por Viviane Lopes Cabral, Demétrio Brito Viana e Rafael Kopschitz Bastos em 29/12/2015 na Universidade Federal de Viçosa – UFV.

Tabela 1 – Variáveis de entrada utilizadas no dimensionamento do leito de secagem da ETA UFV e respectivas distribuições de probabilidades.

| Variável de entrada | Distribuição | Fonte | Média ± desvio padrão ⁵ ou valor mais provável ⁶ | Min. | Máx. |
|--|---------------|--|--|-------|-------|
| Turbidez da água bruta (uT) | Log normal | ETA UFV ¹ | 19,07 ± 22,22 | - | - |
| Dose de coagulante (mg L ⁻¹) | Log logística | ETA UFV ¹ | 3,95 ± 9,28 | - | - |
| Vazão (L s ⁻¹) | Triangular | ETA UFV ¹ | 50 ⁵ | 40 | 70 |
| K ₁ | Uniforme | Literatura ² | - | 0,23 | 0,26 |
| K ₂ | Uniforme | Literatura ² | - | 1,0 | 2,0 |
| Concentração de sólidos no lodo – 3 meses (%) | Uniforme | ETA UFV ³ | - | 1,5 | 2,5 |
| Concentração de sólidos no lodo – 6 meses (%) | Uniforme | ETA UFV ³ | - | 2,9 | 4,8 |
| Concentração de sólidos no lodo – 12 meses (%) | Uniforme | ETA UFV ³ | - | 4,5 | 7,5 |
| Densidade dos sólidos (kg m ⁻³) | Uniforme | ETA UFV ³ Literatura ⁴ | - | 1.700 | 2.300 |
| Altura da camada de lodo no leito (m) | Uniforme | Literatura ² | - | 0,2 | 0,6 |
| Concentração de sólidos na torta (%) | Uniforme | Literatura ² | - | 20 | 25 |

Notas: ¹ Dados horários, janeiro de 2005 a fevereiro de 2011. ² Reali (1999). ³ Dados pontuais ± 25% (margem de segurança). ⁴ Richter (2001). ⁵ Parâmetros que definem as distribuições. ⁶ Valor com maior incidência no banco de dados.]

Valores adotados:

- *D* = dose de sulfato de alumínio: 2,5 mg/l
- *T* = turbidez da água bruta (uT): 10 uT
- *Q* = vazão de água tratada (m³ s⁻¹): 0,00208 m³/s
- *t* = período de acúmulo de lodo (s): 3 dias (72 horas = 259.200 seg.)
- *K1* = relação estequiométrica entre a dose de coagulante e a formação do precipitado de hidróxido (adimensional): 0,25
- *K2* = relação entre sólidos suspensos totais e turbidez (adimensional): 1,5
- *Densidade dos sólidos*: 2000 Kg/m³

$$M_s = \frac{(0,25 \times 4 + 1,5 \times 21)}{1000} \times 0,00208 \times 259.200 \rightarrow M_s = 17,52 \text{ Kg de sólidos/m}^3 \text{ de água tratada}$$

5.8.1 Produção de lodo

Considerando um período de 3 dias de operação e posterior descarga do decantador:

Volume de água tratada: (V_{H2O})

$$V_{H_2O} = 7,5 \text{ m}^3/\text{h} \times 16 \text{ h/dia} \times 3 \text{ dias}$$

$$V_{H_2O} = 360 \text{ m}^3 \text{ de água tratada}$$

Massa de lodo produzido: (M_{st})

$$M_{st} = 17,52 \text{ Kg de sólidos} \times 360 \text{ m}^3 \text{ de água tratada} \rightarrow M_{st} = 6307,2 \text{ Kg de lodo m}^3 \text{ de água tratada}$$

CENTRO DE TURISMO SOCIAL E LAZER DE DOMINGOS MARTINS

Rua Ayrton Senna, s/n, Distrito de Soído, Domingos Martins – E.S. – CEP 29260-000

Estimativa de produção em volume: (V_{sol})

$$V_{sol} = \frac{6307,2 \text{ Kg sólidos}}{2000 \text{ Kgsólidos/m}^3} \rightarrow V_{sol} = 3,15 \text{ m}^3 \text{ lodo por intervalo de descarga do decantador}$$

A descarga de lodo do decantador será efetuada a cada 3 dias, ou quando o sistema de coleta de água tratada apresentar arraste de partículas.

O leito de secagem será composto por um sistema de filtração através de areia grossa, assentada sobre uma camada suporte de brita, reduzindo imediatamente em média 96% do volume de lodo filtrado e enviando a água filtrada, de volta ao equalizador.

O lodo seco e estabilizado, descarregado do leito de secagem, poderá ser armazenado em local próximo a ETA, desde que devidamente preparado e impermeabilizado, sendo acumulado até o momento de descarte, quando será classificado, coletado por caminhão particular, e enviado para um aterro adequado.

O leito de secagem será dimensionado para suportar uma descarga completa de lodo formado em 3 dias de operação da ETA, com um volume útil de aproximadamente 3,5 m³.

OBS: Considerou-se dois leitos de secagem, com capacidade para 3,5 m³ cada um. Desta forma, se utiliza um leito de secagem até completá-lo, passando a descarga de lodo dos decantadores para o compartimento vazio e procedendo-se a descarga, limpeza e preparo do outro, dirigindo o lodo recolhido para um local de armazenagem e iniciando-se um novo ciclo operacional.

Medidas internas do leito de secagem

| | |
|--------------|-----------------------|
| Largura: | = 1,70 m |
| Comprimento: | = 5,00 m |
| Altura útil: | = 0,41 m |
| Volume útil: | = 3,50 m ³ |

Após os processos de secagem no leito o lodo seco deverá ser provisoriamente armazenado em local devidamente preparado e posteriormente deverá ser caracterizado, classificado com base na NBR 10004/04 e dirigido a um aterro industrial devidamente licenciado pelo órgão ambiental da região.

5.9 Tanque de contato (desinfecção)

Para garantir a completa desinfecção da água tratada, será dosado uma solução de hipoclorito de sódio, mantendo-se uma concentração de 2 mg/litro de cloro livre na água tratada e permitindo um tempo de residência (T_{rtc}) de pelo menos 60 minutos (1 hora) no tanque de contato.

Volume do tanque de contato: (V_{tc})

$$V_{tc} = Q_o \times T_{rtc} \rightarrow V_{tc} = 7,5 \text{ m}^3/\text{h} \times 1 \text{ h} \rightarrow V_{tc} = 7,5 \text{ m}^3$$

O tanque de contato será formado por um compartimento interno de um cilindro com tampos toroidais, posicionado horizontalmente, construído em PRFV e dividido entre o tanque de contato e o tanque de armazenagem de água tratada.

Considerando que o volume útil do compartimento é 95% do volume interno total, temos:

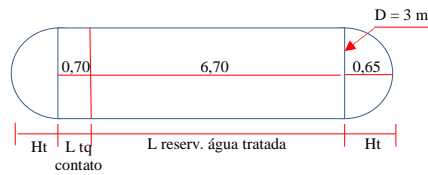
$$V_{t_{tc}} = \frac{V_{tc}}{0,95} \rightarrow V_{t_{tc}} = \frac{7,5 \text{ m}^3}{0,95} \rightarrow V_{t_{tc}} = 7,89 \text{ m}^3$$

CENTRO DE TURISMO SOCIAL E LAZER DE DOMINGOS MARTINS

Rua Ayrton Senna, s/n, Distrito de Soído, Domingos Martins – E.S. – CEP 29260-000

O volume real, VR, de um vaso horizontal de seção circular é obtido pela seguinte equação, definida por Bednar (1994):

$$VR = \overbrace{0,785 L D^2}^{\text{Volume do cilindro}} + \overbrace{\frac{1,0472 D^2 HT}{2}}^{\text{Volume das calotas}}$$



Onde:

L é comprimento do costado, D o diâmetro do vaso (D = 3,00 m) e Ht a altura central da calota (Ht = 0,65 m).

$$V_{tc} = 0,785 L D^2 + 0,5236 \times D^2 \times HT \rightarrow 7,89 = 0,785 \times L \times 3^2 + 0,5236 \times 3^2 \times 0,65 \rightarrow L = 0,68 \text{ m}$$

Vamos considerar: L = 0,70 m

Dimensões internas do Tanque de Contato

| | |
|-------------------------|---------------------|
| Diâmetro do cilindro: | 3,00 m |
| Comprimento do costado: | 0,70 m |
| Comprimento tempo: | 0,65 m |
| Volume útil: | 7,89 m ³ |

5.10 Reservatório de água tratada:

O reservatório final será dimensionado para armazenar toda a água tratada produzida em 6 horas de operação da ETA.

Volume útil do reservatório: (V_{ur})

$$V_{ur} = 6 \text{ h} \times 7,5 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow V_{ur} = 45 \text{ m}^3$$

Considerando que o volume útil do compartimento é 95% do volume interno total, temos:

$$V_{tr} = \frac{V_{ur}}{0,95} \rightarrow V_{tr} = \frac{45 \text{ m}^3}{0,95} \rightarrow V_{tr} = 47,37 \text{ m}^3$$

$$V_{tr} = 0,785 L D^2 + 0,5236 \times D^2 \times HT \rightarrow 47,37 = 0,785 \times L \times 3^2 + 0,5236 \times 3^2 \times 0,65 \rightarrow L = 6,27 \text{ m}$$

Vamos considerar: L = 6,70 m

Dimensões internas do Reservatório de água tratada

| | |
|-------------------------|----------------------|
| Diâmetro do cilindro: | 3,00 m |
| Comprimento do costado: | 6,70 m |
| Comprimento total: | 7,35 m |
| Volume útil: | 47,37 m ³ |

6 DADOS TÉCNICOS

OBSERVAÇÕES:

- Para coagulação e floculação dos sólidos suspensos, o sistema conta com um sistema automático de dosagens que permite o ajuste dos parâmetros de processo de acordo com a programação do volume do produto correspondente a ser injetado, ou seja, de acordo com um número de pulsos eletromagnéticos pré-programados, ajustados pelo simples manuseio de um botão;
- O nível de coluna de água e a disposição dos tanques, bem como o formato toroidal dos fundos das unidades de floculação e o formato piramidal dos fundos dos decantadores, facilitam as limpezas de fundo;
- Os gradientes de velocidade aplicados no floculador e a disposição e quantidade de orifícios, formam um turbilhonamento que garante a limpeza das câmaras de floculação, forçando a passagem de sólidos pelos furos da parede divisória.

6.1 Bombas dosadoras:

6.1.1 Bomba Dosadora de Sulfato de Alumínio

Bomba Eletromagnética de diafragma

Fabricante: Seko do Brasil

Modelo: AKL803

Vazão: 9 l/h por 12 bar de pressão.

6.1.2 Bomba Dosadora de Polímero

Bomba Eletromagnética de diafragma

Fabricante: Seko do Brasil

Modelo: AKL 603

Vazão: 4 l/h por 12 bar de pressão.

6.1.3 Bomba Dosadora de Hipoclorito de sódio

Bomba Eletromagnética de diafragma

Fabricante: Seko do Brasil

Modelo: AKL 603

Vazão: 4 l/h por 12 bar de pressão.

7 CRONOGRAMA DE IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO DE ÁGUA

As etapas de Implantação do Sistema de Tratamento de água, a ser implantado, estão descritas a seguir com os respectivos prazos para finalização:

- Preparação da base e acessórios em alvenaria: 30 dias;
- Construção e montagem do sistema: 60 dias;
- Instalação da ETA: 20 dias;
- Instalações hidráulicas e elétricas in loco: 10 dias;
- Start do Sistema: 8 dias;