



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA**  
**CAMPUS I – CAMPINA GRANDE**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**  
**CURSO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL**

**TAIRONE SANTIAGO SILVA**

**CONCEPÇÃO AUTOSSUSTENTÁVEL DE UMA ESTAÇÃO  
DE TRATAMENTO DE ÁGUA PARA O MUNICÍPIO DE  
CAMPINA GRANDE-PB**

**CAMPINA GRANDE - PB**  
**2014**

**TAIRONE SANTIAGO SILVA**

**CONCEPÇÃO AUTOSSUSTENTÁVEL DE UMA ESTAÇÃO  
DE TRATAMENTO DE ÁGUA PARA O MUNICÍPIO DE  
CAMPINA GRANDE-PB**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado a Coordenação do Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Estadual da Paraíba como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Sanitária e Ambiental.

**Orientador: Prof(a). Dra. Weruska Brasileiro Ferreira**

**CAMPINA GRANDE - PB  
2014**

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

S586c Silva, Tairone Santiago.  
Concepção autossustentável de uma estação de tratamento de água para o município de Campina Grande-PB [manuscrito] / Tairone Santiago Silva. - 2014.  
102 p. : il. color.

Digitado.  
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 2014.  
"Orientação: Prof. Dr. Weruska Brasileiro Ferreira, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental".

1. Estações de tratamento de água. 2. Abastecimento de água. 3. Lodo. 4. Qualidade da água. I. Título.

21. ed. CDD 628.3

TAIRONE SANTIAGO SILVA

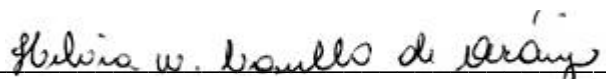
**CONCEPÇÃO AUTOSSUSTENTÁVEL DE UMA ESTAÇÃO  
DE TRATAMENTO DE ÁGUA PARA O MUNICÍPIO DE  
CAMPINA GRANDE-PB**


Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado a Coordenação do Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Estadual da Paraíba como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Sanitária e Ambiental.

APROVADO EM 29 /07 /2014

Examinadores:

  
\_\_\_\_\_  
Prof.(a) Dra. Weruska Brasileiro Ferreira  
(ORIENTADOR (A) - DESA/CCT/UEPB)

  
\_\_\_\_\_  
Prof.(a) Dra. Hélivia Waleska Casullo de Araújo  
(EXAMINADORA DQ/CCT/UEPB)

  
\_\_\_\_\_  
Prof.(a) Dra. Celeide Maria Belmont Sabino Meira  
(EXAMINADORA DESA/CCT/UEPB)

CAMPINA GRANDE - PB  
2014

Deus pelo seu incondicional amor e sua infinita grandeza e misericórdia.

Aos meus pais e irmãos e familiares pelo amor incondicional.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus pelo dom da vida, por sua infinita graça, pelo seu amor incondicional, por sua proteção divina e por sempre me dar forças para superar os obstáculos impostos em minha caminhada.

Aos meus pais Maria Batista Santiago e José do Egito Silva, por desde sempre acreditarem e confiarem que eu seria capaz.

A minha tia e Maria Elza Silva, por ter me acolhido em sua casa e me dado o voto de confiança me apoiando em cada momento da minha vida acadêmica.

Em memória ao meu Padrinho José Menezes Neto e ao meu saudoso avô José Reinaldo Primo que sempre me deram apoio e que tenho certeza que se estivessem entre nós estariam muito felizes.

A todos os professores pela grande oportunidade de terem participado da construção desse sonho que está se realizando e principalmente pelos seus ensinamentos que ficaram marcados. Em especial professora Dra. Weruska Brasileiro Ferreira pela orientação, confiança, apoio e ensinamento prestados. Bem como aos demais mestres do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental que contribuíram de forma direta e indireta para minha formação. Deus os abençoe!

A disponibilidade da banca examinadora.

Aos meus irmãos Tainara e Tarciano pela dedicação e incentivo.

Aos meus avós, primos e tios por fazerem parte da minha vida.

Aos meus amigos e colegas de turma Leandro Leite, Tássio Henrique, Nayrlon F. Medeiros, Marcos Henrique, Cláudio Araújo, George Belmino, Thiago Moraes, Rodolfo Hathchwell, Diego Martins, André Augusto, Albiery de Oliveira, Alex Xavier, e demais sem exceção pelo companheirismo. As amadas amigas Suênia da Silva, Amanda Paiva, Amanda Torquato, Ketyla Karla, Ianina Gonzalez, Michele Laurentino, Yasmim de Lima e Ítala Farias.

Aos meus amigos e colegas de Belém do Brejo do Cruz Felipe de Lima, Sebastião Pereira Neto (in memoriam), Cristalino Júnior, Eriton Martins, Rafael Moura, Euziaro, Silvio Felipe.

A todos que contribuíram diretamente com essa conquista!

Hoje, 3.400 anos depois, lançamos na água polímeros naturais, retirados da madeira (diversas espécies vegetais) para a sua clarificação, e chamamos a isto “técnicas modernas”!

Carlos Richter e Azevedo Netto

“A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo mundo vê.”

(Arthur Schopenhauer)

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
2. OBJETIVOS	19
2.1 Objetivo Geral	19
2.2 Objetivos Específicos	19
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	20
3.1 Padrão de potabilidade no Brasil	20
3.2 Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12216/1992	22
3.3 Tratamento de água e tecnologia utilizada	22
3.3.1 Coagulação e mistura rápida	24
3.3.2 Floculação	26
3.3.3 Decantação	28
3.3.4 Filtração	30
3.3.5 Desinfecção	32
3.4 Problemas ambientais em ETAs	33
3.4.1 Lodo de decantador	34
3.4.2 Água de lavagem dos filtros (ALF)	35
4. METODOLOGIA	38
5. RESULTADOS	41
5.1 Dados gerais do projeto (Memorial de cálculo das unidades de tratamento da ETA)	41
5.1.1 População de projeto	41
5.1.2 Vazão de projeto da ETA	42
5.2 MISTURA RÁPIDA DO TIPO CALHA PARSHALL	42
5.2.1 Seleção da calha Parshall	42
5.2.2 Altura de água e da velocidade de escoamento na seção de medição de vazão	43
5.2.3 Cálculo a energia total disponível ( $E_a$ )	44
5.2.4 Cálculo do ângulo fictício ( $\varphi$ )	44
5.2.5 Cálculo da velocidade de escoamento ( $V_1$ )	45
5.2.6 Cálculo da altura de água no início do ressalto ( $Y_1$ )	45
5.2.7 Cálculo do número de Froude ( $F_R$ )	45



5.2.8	Altura conjugada do ressalto ( $Y_3$ ) e altura do ressalto no final do trecho ( $Y_2$ )	45
5.2.9	Cálculo da velocidade de escoamento na saída do trecho ( $V_2$ )	46
5.2.10	Cálculo da perda de carga ( $E_n$ )	46
5.2.11	Tempo médio de detenção da água no trecho ou tempo médio de mistura ( $T_m$ )	46
5.2.12	Calculo do gradiente de velocidade médio ( $G_m$ )	46
5.3	<b>DIMENSIONAMENTO DO CANAL DE ÁGUA COAGULADA</b>	47
5.3.1	Profundidade real do canal de água coagulada	47
5.3.2	Adotando a largura do canal $B= 0,70$ m e comprimento = 24,6 m (L), temos	48
5.3.3	Tempo de detenção no interior do canal de água coagulada ( $TDH_{canal}$ )	48
5.3.4	Raio hidráulico ( $R_H$ )	48
5.3.5	Perda de carga unitária (j)	48
5.3.6	Gradiente de velocidade	49
5.4	<b>FLOCULADOR HIDRÁULICO DE CHICANAS DE FLUXO VERTICAL</b>	49
5.4.1	Dimensões do floclador	50
5.4.2	Tempo de detenção médio em cada unidade de floclação	51
5.4.3	Número de canais ou espaçamentos (n) em cada unidade de floclação entre chicanas	52
5.4.4	Número de divisórias (N)	53
5.4.5	Espaçamento entre as chicanas ( $a_L$ ):	53
5.4.6	Velocidade média de escoamento entre chicanas ( $Ve_1$ ) e velocidade média de escoamento nas voltas ( $Ve_2$ ) para cada trecho do canal	54
5.4.7	Extensão média percorrida pela água (Lt) e raio hidráulico de cada trecho do canal ( $R_h$ )	54
5.4.8	Perda de carga por mudança de direção do escoamento ( $hp_1$ ), a perda de carga por atrito ( $hp_2$ ) e a perda de carga total ( $hp_t$ ) de cada trecho do canal.	55
5.4.9	Gradiente de velocidade médio em cada trecho canal:	57
5.4.10	Cálculo da altura das passagens inferiores ( $h_{if}$ ) em cada trecho do canal	58
5.4.11	Gradiente de velocidade nas aberturas dos canais	58
5.5	<b>CANAL DE ÁGUA FLOCULADA</b>	60
5.5.1	Características do canal de água floclada e das comportas	60

5.5.2	Dimensões do Canal e das Comportas	61
5.5.3	Gradiente de velocidade através das comportas ( $G_{mc}$ )	64
5.6	DECANTADOR CONVENCIONAL DE FLUXO HORIZONTAL	65
5.6.1	Dimensões do decantador	66
5.6.2	Taxa de escoamento superficial ( $q$ )	67
5.6.3	Velocidade longitudinal ( $V_L$ ) e Tempo de detenção hidráulico (TDH)	67
5.6.4	Raio Hidráulico ( $R_H$ ), Número de Reynolds ( $R_e$ ) e Número de Froude ( $F_r$ )	68
5.6.5	Dimensionamento da cortina de distribuição de passagem do sistema de floculação para o decantador	68
5.6.5.1	Admitindo uma velocidade na passagem nos orifícios ( $V_p = 0,1\text{m/s}$ ) tem-se a área dos orifícios	68
5.6.5.2	Número de orifícios ( $N_o$ )	69
5.6.5.3	Área individual de influência de cada orifício ( $A_{ind.inf}$ )	69
5.6.5.4	Números de fileiras horizontais e verticais	69
5.6.5.5	Velocidade de escoamento nos orifícios ( $O_{orificios.}$ )	69
5.6.5.6	Espaçamento entre os orifícios	70
5.6.5.7	Distância da cortina a comporta de entrada ( $D_c$ )	70
5.6.5.8	Gradiente de velocidade	71
5.6.6	Tempo de descarga do fundo ( $T_d$ )	72
5.6.6.1	Área do tubo de descarga	72
5.6.7	Dimensionamentos de calhas coletoras de água decantada	72
5.6.7.1	Vazão nas calhas de coleta de água decantada	72
5.6.7.2	Comprimento da calha ( $L_{calha}$ )	73
5.6.7.3	Comprimento do vertedor ( $L_v$ )	73
5.6.7.4	Altura de lamina de água ( $h$ )	73
5.6.7.5	Espaçamento entre as calhas	74
5.6.8	Lodo do decantador	74
5.7	CANAL DE ÁGUA DECANTADA	75
5.7.1	Profundidade real do canal de água decantada	75
5.7.2	Adotando-se a largura do canal $B = 0,70\text{ m}$ e comprimento $L = 24,6\text{ m}$ ( $L_{dec}$ ), temos $V_2$	75
5.7.3	Tempo de detenção no interior do canal de água decantada ( $TDH_{canal}$ )	76
5.7.4	Raio hidráulico	76

5.7.5	Perda de carga unitária	76
5.7.6	Gradiente de velocidade	77
5.8	FILTRO RÁPIDO DE FLUXO DESCENDENTE DE CAMADAS SIMPLES	77
5.8.1	Área total de filtração ( $A_{tf}$ )	77
5.8.2	Número de unidades de filtração e da área de cada unidade	78
5.8.3	Vazão afluyente de cada unidade de filtração ( $Q_{unid}$ )	78
5.8.4	Fundo dos filtros	78
5.8.5	Dimensões do filtro em corte	78
5.8.6	Especificações da camada de areia e da camada de suporte	79
5.8.7	Expansão do leito filtrante	80
5.8.7.1	Número de Galileu ( $G_a$ ):	80
5.8.7.2	Número de Reynolds ( $R_e$ ):	80
5.8.7.3	Velocidade de sedimentação ( $V_s$ ) e da constante k	80
5.8.7.4	Porosidade expandida ( $E_e$ )	81
5.8.8	Lavagem dos filtros	81
5.8.8.1	Vazão da água de lavagem ( $Q_l$ )	81
5.8.8.2	Volume da água de lavagem do filtro ( $V_{lf}$ )	82
5.8.8.3	Dimensionamento da tubulação da água de lavagem ( $\phi_{Al}$ )	82
5.8.8.4	Dimensionamento das calhas coletoras de Água de lavagem	82
5.8.9	Bombas de recalque para o reservatório de água de lavagem dos filtros	83
5.8.10	Equipamento de controle dos filtros	84
5.8.11	Perda de carga na tubulação de lavagem dos filtros ( $H_{f_{tubulação}}$ )	85
5.8.12	Perda de carga total na camada suporte ( $H_{f_{suporte}}$ )	87
5.8.13	Perda de carga total na camada de areia ( $H_{f_{areia}}$ )	87
5.8.14	Perda de carga no fundo do filtro ( $H_{f_{fundo}}$ ).	87
5.8.15	Altura do reservatório de água para lavagem	88
5.8.16	Potencia da bomba ( $P_B$ )	88
5.8.17	Dimensionamento do sedimentador (Decantador circular) para águas de lavagem de filtros (ALAF).	89
5.9	CANAL DE ÁGUA FILTRADA	91
5.10	DESINFECÇÃO (Tanque de contato)	91
5.10.1	Parâmetros	91

5.10.2	Dimensões do tanque de contato	92
5.10.3	Verificação das velocidades nas passagens	93
5.10.4	Consumo de cloro diário	93
5.10.5	Dimensionamento do sistema de reservação	94
5.11	CASA DE QUÍMICA	94
5.11.1	Utilização do sulfato de alumínio	94
5.11.2	Consumo diário do sulfato de alumínio	94
5.11.3	Dimensionamento do tanque para solução de sulfato de alumínio	95
5.11.4	Dimensionamento do sistema de reservação	95
6.	Conclusões	97
	REFERÊNCIAS	98
	ANEXOS	102
	ANEXO A: Esboço da Planta Baixa da Estação de Tratamento de Água	102

## RESUMO

A água é um recurso natural finito e essencial para a manutenção e sobrevivência de todas as espécies do planeta. Em toda e qualquer atividade, processo ou tarefa que desejarmos realizar. Um dos maiores desafios em relação ao abastecimento para a população mundial é o fornecimento de água com qualidade e em quantidade, para isso é de fundamental importância as Estações de Tratamento de Água (ETA's). Nesse contexto o presente trabalho versa sobre a realização de um Estudo de Concepção Autossustentável de uma Estação de Tratamento de Água para o Município de Campina Grande-PB. O estudo aborda diversos assuntos relacionados com a problemática do tema, primeiramente realiza-se um breve enfoque sobre o padrão de potabilidade com ênfase na portaria em vigência, seguida de uma visão geral sobre a norma da ABNT NBR 12216/1992. O trabalho dá continuidade especificando as tecnologias de tratamento, enfatizando o tratamento convencional e suas etapas: coagulação, floculação, decantação, filtração e desinfecção, assim como também os problemas ambientais nas ETAs gerado pelo lodo proveniente dos decantadores e pela água de lavagem dos filtros. Finalizando com dimensionamento das unidades de tratamento da ETA. A estação de tratamento apresentou todas as unidades hidráulicas para evitar o custo de energia. Procurou-se estabelecer a redução dos resíduos da ETA por meio do reaproveitamento da água de lavagem dos filtros através de um sedimentador que gera uma economia (recirculação para o início do tratamento) de 247,21m<sup>3</sup>/h de água, e do lodo dos decantadores sendo tratado em leitos de secagem, adequando-o para a disposição final . A implantação desta ETA proposta contribuirá com a distribuição de água dentro dos padrões de potabilidade e para sanar a deficiência existente no tratamento da água presente atualmente na cidade de Campina Grande.

**PALAVRAS-CHAVE:** ETA, Tratamento Convencional, lodo, Qualidade de água.

## ABSTRACT

Water is a finite natural resource, essential for the maintenance and survival of all species on the planet. In any activity, process or task we want to accomplish. One of the greatest challenges in relation to the supply for the world population is the water supply quality and quantity, for it is of fundamental importance to Water Treatment Plants (ETAS). In this context, the present work concerns the realization of a design study of self-sustaining The Water Treatment Plant for the city of Campina Grande-PB. The study addresses several issues related to the problem of theme, first performs a brief focus on the potability standards with emphasis on the ordinance in force, followed by an overview of the standard ABNT NBR 12216/1992. The work provides continuity specifying treatment technologies, emphasizing the conventional treatment and its phases: coagulation, flocculation, sedimentation, filtration and disinfection, as well as the environmental problems in ETA's generated by sludge from the decanters and the washing of the filters water. Finalizing with sizing of treatment units of the ETA. The treatment presented all hydraulic units to avoid the cost of energy. We sought to establish ETA reducing waste through recycling of the washing water through a filter that generates a settler economy (recirculation to the beginning of the treatment) of 247.21 m<sup>3</sup> / h of water and sludge from the decanters being treated in drying beds, tailoring it to the final disposition. The implementation of this proposal will contribute ETA with the distribution of water within the standards of potability and to remedy the deficiency in treatment of water present today in the city of Campina Grande.

**KEYWORDS:** ETA, Conventional Treatment, Sludge, Water Quality.

## LISTA DE FIGURA

Figura 1 - Evolução da legislação brasileira de potabilidade de água para consumo humano .....	20
Figura 2 - Classificação das tecnologias de tratamento de água destinada ao consumo humano.....	23
Figura 3 - Fluxograma típico da tecnologia de tratamento convencional. ....	24
Figura 4 - Representação esquemática de um medidor Parshall.....	43
Figura 5 - Esquema de um floculador vertical de passagem forçada (planta e corte).....	49
Figura 6 - Desenho esquemático de leito de secagem .....	75
Figura 7 - Desenho esquemático ilustrativo do espessador (sedimentador) de lodo por gravidade de formato circular .....	91

## LISTA DE TABELA

Tabela 1 - Dimensões padronizadas da calha Parshall .....	43
Tabela 2 – Expoente “n” e Coeficiente “k” .....	44
Tabela 3 – Distribuição equânime da vazão nos 2 canais de água floculada ..	63
Tabela 4 – Resumo dos dados obtidos através do Método de Hudson .....	63
Tabela 5 - Composição da camada suporte para vigas californianas .....	79
Tabela 6 - Comprimento equivalente das perdas de carga localizadas .....	86



## 1. INTRODUÇÃO

A água é um recurso natural finito e essencial para a manutenção e sobrevivência de todas as espécies do planeta. Em toda e qualquer atividade, processo ou tarefa que desejarmos realizar. Um dos maiores desafios em relação ao abastecimento para a população mundial é o fornecimento de água com qualidade e em quantidade, para isso é de fundamental importância as Estações de Tratamento de Água (ETAS).

De acordo com Ferreira Filho e Além Sobrinho (1998), o tratamento de água para abastecimento público teve origem na Escócia, com a construção do primeiro filtro lento. A filtração rápida iniciou-se no Brasil, em 1980, com a instalação pioneira no mundo, na cidade de Campos, Rio de Janeiro.

No Brasil, o responsável pela autoridade de controle e pela vigilância da qualidade da água para consumo humano e o seu Padrão de Potabilidade é o Ministério da Saúde, através da Portaria nº2914 /2011, que é atualmente a lei que define os padrões de potabilidade no Brasil, objetivando a promoção de uma melhor qualidade da água e de saúde da população brasileira. Conforme a norma citada, o Padrão de Potabilidade é o conjunto de valores permitidos como parâmetro da qualidade da água para consumo humano, conforme definido nesta Portaria.

Segundo a NBR 12216/1992 que dispõe sobre as condições exigíveis na elaboração de projeto de estação de tratamento de água destinada à produção de água potável para abastecimento público, uma Estação de tratamento de água – (ETA) trata-se de um Conjunto de unidades destinado a adequar as características da água aos padrões de potabilidade, assim como uma Unidade de estação de tratamento trata-se de cada um dos elementos da ETA em que certo processo de tratamento se realiza.

Desse modo, o tratamento de água assume, assim, importância fundamental para diversos fins, sejam eles industriais, principalmente em indústrias alimentícias, e/ou domésticos, buscando garantir que a água captada do meio ambiente atenda às necessidades humanas isenta de qualquer tipo de poluição e/ou contaminação (FERNANDES, 2009).

Logo, para promover o abastecimento de água, faz-se necessária a potabilização das águas naturais. De modo geral, o tratamento de água ocorre pela remoção de partículas suspensas e coloidais, matéria orgânica, micro-organismos e outras substâncias possivelmente deletérias à saúde humana presentes nas águas (BOTERO, 2009).

O processo convencional de água emprega a sedimentação com uso de coagulantes e é compreendido pelas seguintes operações unitárias: Coagulação, Floculação, Decantação, e Filtração para a Clarificação da água, seguida da Correção do pH, Desinfecção e Fluoretação (BOTERO, 2009).

Visando a sustentabilidade, a água utilizada para a retrolavagem de filtros rápidos pode representar cerca de 5%, ou mais, do volume total de água tratada, gerando grandes volumes de resíduos em curtos espaços de tempo. Assim, sob a ótica da minimização de impactos ambientais e da economia de água, tem crescido o interesse pela recirculação da água de lavagem de filtros (ALF) (FREITAS, 2010).

Objetiva-se no trabalho realizar o Estudo de Concepção Autossustentável de uma Estação de Tratamento de Água para o Município de Campina Grande-PB. A abordagem da temática justifica-se haja vista os problemas relacionados ao tema como: a escassez, a variação de distribuição que acentuou-se de forma bastante considerável nos últimos anos, devido a uma gama de fatores que vem causando grandes alterações no meio ambiente. Parte desses problemas tem causas naturais, porém a atividade antrópica vem a cada dia mais gerando pressão sobre esse recurso. Essa pressão de maneira geral está diretamente ligada ao desenvolvimento humano e também crescimento econômico pelo qual estamos passando.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo Geral**

Elaborar uma proposta de projeto de uma estação de tratamento de água autossustentável com alcance para 20 anos para atender município de Campina Grande – PB, contemplando a redução das perdas de água no processo de potabilização e da água e realize o tratamento dos resíduos, minimizando assim o impacto ambiental gerado com a produção de água potável.

### **2.2 Objetivos Específicos**

- Definir as técnicas de tratamento de uma estação de tratamento de água de ciclo completo que geram o menor impacto ambiental com o menor custo possível sem comprometer os padrões de potabilidade.
- Efetuar o dimensionamento das unidades de tratamento de água de uma estação de tratamento de água de ciclo completo seguindo os parâmetros estabelecidos pela NBR 12216, bem como a literatura desta área do conhecimento que serão citadas no referencial bibliográfico deste trabalho.
- Propor técnicas de tratamento dos resíduos produzidos no decantador e durante as lavagens do filtro.
- Dimensionar as unidades de tratamento de resíduos gerados na ETA.
- Propor alternativas para minimizar as perdas de água em uma estação de tratamento de água de ciclo completo.

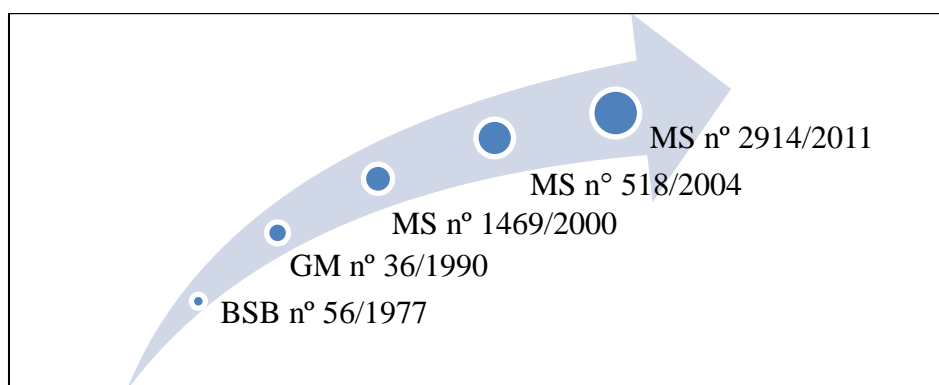
### 3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

#### 3.1 Padrão de potabilidade no Brasil

O padrão de potabilidade no país avançou de forma considerável, desde sua primeira abordagem na legislação nacional passando por várias revisões e adequações dos parâmetros até que se chegasse a Portaria n° 2914 do (MS) Ministério da Saúde (BRASIL, 2011).

A Portaria BSB n° 56, de 14 de março de 1977, foi à primeira legislação nacional que abordou e estabeleceu o padrão de potabilidade brasileiro, após assinatura do Decreto Federal n° 79.367, de 9 de março de 1977. Esse Decreto previu a autoridade ao Ministério da Saúde para legislar sobre normas e o padrão de potabilidade da água para consumo humano. A Portaria BSB n° 56/1977 foi revisada em 1990 e deu origem a Portaria GM n.º 36/1990, seguida da Portaria MS n.º 1469 de 29 de dezembro de 2000. Em função da nova disposição na estrutura do Ministério da Saúde com a instituição da Secretaria de Vigilância em Saúde (SVS), a Portaria MS n.º 1469/2000 foi extinta passando a vigorar a Portaria MS n° 518, de 25 de março de 2004 (BEZERRA e DUTRA, 2007), após todas essas adequações foi realizado no período entre 2009 a 2011 a revisão da Portaria MS n° 518/2004 que foi extinta dando lugar a Portaria MS n° 2914/2011 que vigora atualmente.

Figura 1 - Evolução da legislação brasileira de potabilidade de água para consumo humano



Fonte: Adaptado de Bezerra e Dutra, (2007).

Ministério da Saúde publicou em dezembro de 2011 a Portaria MS nº 2914, que dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. Esta Portaria é a quinta versão da norma brasileira de qualidade da água para consumo que, desde 1977, vem passando por revisões periódicas, com vistas à sua atualização e à incorporação de novos conhecimentos, em especial fruto dos avanços científicos conquistados em termos de tratamento, controle e vigilância da qualidade da água e de avaliação de risco à saúde. Essas revisões acomodam, também, possibilidades técnicas e institucionais próprias de cada momento de revisão da norma. A cada revisão observa-se a preocupação do Ministério da Saúde e do setor do saneamento em inovar e aprimorar tanto o processo participativo de revisão como as exigências a serem apresentadas (DAE, 2012).

Em conformidade com a norma vigente, a Portaria MS nº 2914, padrão de potabilidade é “o conjunto de valores permitidos como parâmetro da qualidade da água para consumo humano, conforme definido nesta Portaria;” e água potável é “água que atenda ao padrão de potabilidade estabelecido nesta Portaria e que não ofereça riscos à saúde;”.

Algumas alterações são apresentadas na Portaria MS nº 2914/2011 como a afirmação de que, para parâmetros físico-químicos, é necessário considerar o histórico de resultados para avaliar se a água está dentro ou não aos padrões da Portaria, diferente das últimas normas que afirmavam que qualquer resultado unitário fora dos padrões já poderia desclassificar a potabilidade da água. A Portaria traz ainda avanços importantes com relação ao monitoramento de cianobactérias, introduzindo a necessidade de identificação dos gêneros com a finalidade de se avaliar a presença de algas produtoras de toxinas através da padronização do método para quantificação (WAJSMAN, 2014).

Ainda foi introduzida a recomendação da análise de Clorofila-A no manancial como indicador de potencial aumento da densidade de cianobactérias, possibilitando maior agilidade no controle da qualidade da água captada. Também foi destacada entre as obrigações específicas dos responsáveis ou operadores do sistema de abastecimento de água para consumo humano, o exercício da garantia do controle da qualidade da água e

encaminhamento à autoridade de saúde pública relatórios das análises dos parâmetros mensais, trimestrais e semestrais com informações sobre o controle da qualidade da água (WAJSMAN, 2014).

De maneira geral a legislação brasileira para potabilidade da água apresenta grandes avanços conceituais e tecnológicos ainda que a cada revisão receba diversas críticas por não abranger todos os segmentos envolvidos e atingidos pela mesma.

### **3.2 Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12216/1992**

A NBR 12.216 (ABNT, 1992) tem como objetivo fixar as condições exigíveis na elaboração de projeto de estação de tratamento de água destinada à produção de água potável para abastecimento público. A norma citada faz referência a classificação de águas naturais para abastecimento público definindo os processos de tratamento para cada uma delas, assim como principais etapas do processo de tratamento de água: mistura rápida, mistura lenta, decantação, filtração rápida e filtração lenta.

Define e fornece diretrizes de outras etapas do processo de tratamento convencional, como a desinfecção, coagulação e correção de pH. Ela ainda estabelece para cada uma dessas etapas os parâmetros e dimensões hidráulicas que devem ser adotadas para otimizar os processos em um ETA caso não seja possível a realização de ensaios em laboratório nos quais são encontrados experimentalmente os resultados mais eficazes para o tipo de tratamento e de acordo com a água que se deseja tratar.

### **3.3 Tratamento de água e tecnologia utilizada**

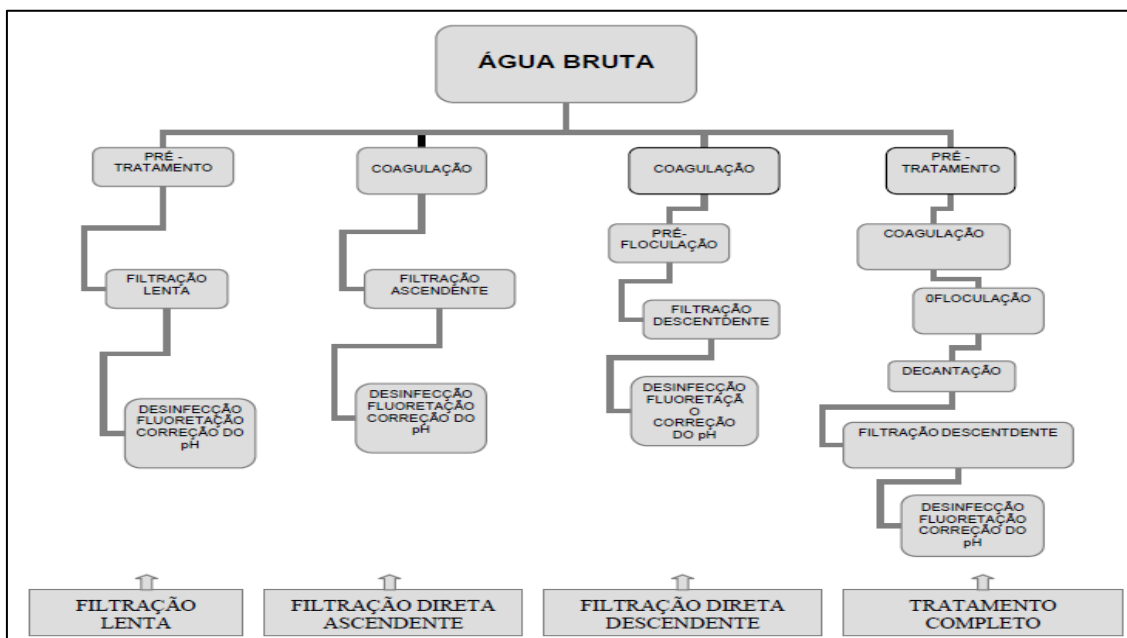
O objetivo do tratamento de água é o de adequar à água bruta aos padrões estabelecidos na Portaria MS nº 2914 (BRASIL, 2011), com os menores custos de implantação, manutenção e operação possíveis. A seleção da tecnologia mais adequada deve ser guiada pelos seguintes fatores: i) características da água bruta; ii) custos envolvidos; iii) manuseio e

confiabilidade dos equipamentos; iv) flexibilidade operacional; v) localização geográfica e características da população (LIBÂNIO, 2010).

As ETAs são indústrias onde a água bruta (matéria prima) recebe tratamento adequado para ser transformada em água potável (produto final) através da aplicação de produtos em operações e processos. Esta indústria é uma das poucas à qual todos os seres humanos fazem uso do seu produto. Ultimamente tem-se apresentado um aumento considerável na demanda que, aliado a sensível piora nos padrões de qualidade da água bruta, conduz a necessidade de funcionamento eficiente das estações, tanto do ponto de vista técnico quanto do econômico (PARSEKIAN, 1998).

A adequação da água para o consumo humano é obtida através de tecnologias de tratamento cujas principais são: Filtração em múltiplas etapas (FIME), filtração direta ascendente (FDA), filtração direta descendente (FDD), dupla filtração (DF), floto-filtração (FF) e ciclo completo (CC) (BERNARDO & PAZ, 2010).

Figura 2 - Classificação das tecnologias de tratamento de água destinada ao consumo humano.

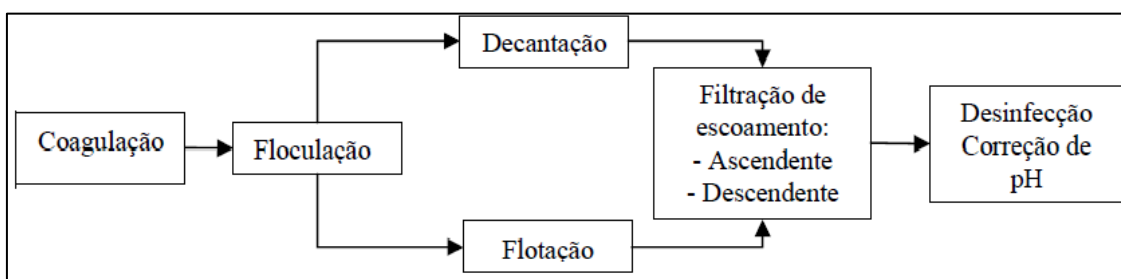


Fonte: DI BERNARDO (1995).

Apesar de existirem diversas tecnologias de tratamento de água para abastecimento público, no Brasil destaca-se aquela denominada de tratamento

convencional ou de ciclo completo, que é sem dúvidas a que apresenta o maior número de unidades. Nesse são necessárias cinco etapas ou operações unitárias fundamentais: a coagulação, a floculação, a decantação, a filtração e a desinfecção. Esta técnica é mais indicada para águas brutas que apresentam cor superior a 50UH (Unidades Hazen) e turbidez superior a 20UT (Unidades de Turbidez), bem como para sistemas de abastecimento de água de médio e grande porte.

Figura 3 - Fluxograma típico da tecnologia de tratamento convencional.



Fonte: LIBÂNIO, (2005)

Este estudo vai abordar à tecnologia de tratamento convencional ou de ciclo completo aliado a um sistema de reaproveitamento da água de lavagem dos filtros.

### 3.3.1 Coagulação e mistura rápida

O processo coagulação visa à desestabilização de partículas coloidais e suspensas através de fenômenos químicos e físicos. No início dessa operação, os coagulantes reagem com a água, formando espécies hidrolisadas com carga positiva ou precipitado de metal do coagulante usado. Estes produtos formados anteriormente se chocam com as impurezas da água, tornando-as desestabilizadas, através do processo de mistura rápida, onde há o fornecimento de energia e agitação (BERNARDO & PAZ, 2010; LIBÂNIO, 2010; VIANNA, 1992).

O processo de coagulação resulta de dois mecanismos básicos: a coagulação eletrocinética, onde o Potencial Zeta (potencial necessário para



romper a película protetora de íons que rodeiam a partícula) é reduzido por íons ou coloides de cargas opostas e a ortocinética, onde as micelas se agregam e formam flocos que aglomeram as partículas em suspensão. As partículas coloidais suspensas presentes nas águas superficiais naturais são carregadas negativamente sendo a maioria de natureza hidrofóbica. Essas partículas são agregadas através da adição de coagulantes. Essas substâncias coagulantes reagem com a alcalinidade natural ou adicionada na água, para formar hidróxidos com cargas positivas. Os hidróxidos são relativamente insolúveis em pH neutro, precipitam dependendo das características da água, especialmente cor, turbidez e pH (LEMES, 1984).

Essencialmente, dois tipos de métodos são utilizados para a realização do processo de mistura rápida: mecanizados ou hidráulicos. Os sistemas mecanizados podem ser os agitadores do tipo turbina ou hélices, nos quais a água bruta aflui à câmara de mistura e o coagulante é disperso por meio das bombas dosadoras. Por outro lado nos agitadores mecanizados, a mistura rápida pode ser feita também com o emprego de malhas difusoras que se constituem em tubos de PVC perfurados, com orifícios contrários ao fluxo e dispostos transversalmente no canal ou tubulação de água bruta. Os processos hidráulicos são os mais populares no Brasil e utilizam a própria energia hidráulica para realizar a mistura do coagulante a água bruta. Os principais exemplos de misturadores hidráulicos são: vertedores de seção retangular, vertedores triangulares e, sobretudo, medidores Parshall (LIBÂNIO, 2005).

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

Uma das etapas mais importantes que compõe as ETAS é coagulação, haja vista a necessidade de desestabilização química das partículas contidas

nas águas brutas, para a posterior aglutinação e sedimentação nas unidades de floculação e coagulação, respectivamente (MACEDO, 2007).

Conforme Heller e Pádua (2006), no processo de coagulação diversos fatores interferem na eficiência. Dentre eles, destacam-se: a) Dosagem e tipo do agente coagulante; b) Tempo e gradiente de velocidade de mistura rápida; c) Auxiliares de coagulação; d) pH e alcalinidade do meio e e) Dispersão do agente na mistura rápida.

Os principais coagulantes disponíveis no mercado para o tratamento de água são: sulfato de alumínio, cloreto férrico, hidroxicloreto de alumínio e sulfato férrico (MACEDO, 2007).

Segundo a Funasa (2006), o sulfato de alumínio é o produto mais utilizado tanto pelas suas propriedades como pelo seu menor custo.

A definição do tipo de coagulante e auxiliares de coagulação a serem usados são obtidos pelo esquema do processo da estação de tratamento, pelas características da água e por fatores econômicos. Dados apontam que 91% das empresas de abastecimento de água utilizam o preço na aquisição dos produtos químicos (PARSEKIAN, 1998).

A faixa do pH e a dosagem do agente coagulante estão diretamente ligados, já que cada produto químico empregado com a finalidade de promover a coagulação apresenta uma faixa ótima de pH e a simples elevação da dosagem não garante uma eficiência maior. Assim sendo, o devido controle dos processos envolvidos nessa etapa do tratamento, permite obter maiores eficiências com menor volume de produtos químicos (HELLER e PADUA, 2006).

### **3.3.2 Floculação**

De acordo com Libânio (2010), após a unidade de coagulação, a água é destinada para a unidade de floculação, essa é uma unidade utilizada para promover a agregação de partículas formadas na mistura rápida. Nela há a formação dos flocos em câmaras (floculadores) onde a água é agitada levemente, permitindo a aglutinação das impurezas (MOTA, 2012).

O processo de floculação é fundamentalmente físico e consiste no transporte das espécies hidrolisadas, para que haja contato com as impurezas presentes na água, formando partículas maiores denominadas flocos. É um processo rápido e depende essencialmente do pH, da temperatura, da quantidade de impureza. Nesta etapa há a necessidade de agitação relativamente lenta, para que ocorram choques entre as partículas (DI BERNARDO e COSTA, 1993 apud MACEDO, 2007).

Iniciam-se na unidade de mistura rápida as reações químicas que possibilitam com que as impurezas presentes na água possam se aglomerar, formando flocos na unidade de floculação. Na unidade de floculação não ocorre remoção de impurezas, mas apenas o acondicionamento da água que será encaminhada para decantadores (HELLER e PÁDUA, 2006).

O tempo de detenção no floclador e o gradiente de velocidade são os principais parâmetros de operação e de projeto dessa unidade de floculação, esses devem ser determinados de acordo com o tipo de tratamento e as necessidades de cada estação de tratamento. A floculação nas ETAs pode ocorrer de forma hidráulica ou mecânica. Apesar da floculação hidráulica apresentar menor custo de construção e manutenção e maior simplicidade de operação, ela não possui a flexibilidade quanto a alteração dos valores de gradientes de velocidade média, o que pode tornar inadequada a sua aplicação em ETAs em que a água bruta apresenta, sazonalmente, grande variação de qualidade (HELLER e PÁDUA, 2006).

Para que se formem flocos a partir das partículas dispersas na água é necessária à aplicação de gradiente de velocidade médio à massa de água para permitir o contato entre partículas, visando a agregá-las em flocos. Com o decorrer do tempo, à medida que estes se desenvolvem, o gradiente de velocidade médio deve ser reduzido, para minimizar a possibilidade de ruptura, considera-se ainda um gradiente mínimo para evitar a deposição de flocos nas últimas câmaras da unidade. O tempo de floculação associa-se a um gradiente de velocidade ótimo que possibilita melhorar a eficiência de remoção de cor ou turbidez (MENDES, 1989 apud Di Bernardo, 2005).

Segundo Libânio (2005), três fatores são preponderantes para o sucesso da floculação, sendo eles: tempo de detenção, escalonamento dos gradientes de velocidade nas câmaras e geometria das câmaras.

De acordo com NBR 12216 (ABNT, 1992) não sendo possível proceder aos ensaios destinados a determinar o período de detenção adequado, podem ser adotados valores entre 20 min e 30 min, para flocladores hidráulicos, e entre 30 min e 40 min, para os mecanizados, assim como também, deve ser previsto gradiente de velocidade máximo, no primeiro compartimento, de  $70 \text{ s}^{-1}$  e mínimo, no último, de  $10 \text{ s}^{-1}$ . O gradiente de velocidade nas câmaras de floclação devem ser distribuídos de forma que uma câmara tenha gradiente de velocidade igual ou inferior ao da câmara que a antecede. A velocidade da água ao longo dos canais deve ficar entre 10 cm/s e 30 cm/s.

Ainda segundo a norma citada anteriormente, deve ser previsto dispositivo que possa alterar o gradiente de velocidade aplicado, ajustando-o às características da água e permitindo variação de pelo menos 20% a mais e a menos do fixado para o compartimento. As cortinas destinadas a subdividir os tanques de floclação em compartimentos devem suportar os esforços decorrentes da movimentação da água. Quando a passagem da água de um compartimento para outro se dá por cima da cortina, esta deve ter, na parte inferior, abertura que permita o escoamento por ocasião de esvaziamento do compartimento, abertura essa que, se necessário, pode ser provida de dispositivo basculante que impeça a passagem de quantidade significativa de água em qualquer sentido, durante o funcionamento normal.

### **3.3.3 Decantação**

O processo de decantação é um fenômeno físico natural que corresponde a etapa de deposição das impurezas, aglutinadas em flocos no processo nas etapas anteriores do tratamento da água (coagulação e floclação), devido à ação da força gravitacional (DI BERNARDO e COSTA, 1993 apud MACEDO, 2007).

A unidade mais facilmente identificável em uma ETA são os decantadores, uma vez que sua área abrange cerca de 60 a 70% da área total da estação de tratamento, apresentando formato retangular de forma que facilita e proporciona adaptação dos layouts à estação bem como o emprego

comum das paredes para construção dos filtros e floculadores (LIBÂNIO, 2010).

A clarificação propiciada na decantação ocorre no meio líquido através da separação das fases sólida e líquida da água floculada. Os flocos formados durante a etapa de mistura lenta adquirem uma massa específica superior à da água o que beneficia o seu movimento descendente em direção ao fundo dos decantadores e impede sua passagem para os filtros. No Brasil outro sistema de separação sólido-líquido, bem menos utilizado que a decantação, é a flotação que se caracteriza pela ascensão das partículas suspensas ou floculadas através da aderência de microbolhas de ar as mesmas, tornando-as de menor massa específica que o meio onde se encontram (DI BERNARDO et al, 2002).

A NBR 12216 (ABNT, 1992), faz as seguintes disposições sobre os decantadores: Os decantadores podem ser convencionais, ou de baixa taxa, e de elementos tubulares, ou de alta taxa. O número de decantadores da ETA depende de fatores operacionais e econômicos, observando-se o seguinte:

- Em estações com capacidade inferior a 1000 m<sup>3</sup>/dia, em operação contínua, ou estações com capacidade de até 10000 m<sup>3</sup>/dia, com período de funcionamento inferior a 18 h/dia, podem dispor de apenas uma unidade de decantação, desde que não mecanizada;
- Em estações com capacidade superior a 10000 m<sup>3</sup>/dia, ou com período de funcionamento superior a 18 h/dia ou ainda em que os decantadores são mecanizados, devem contar pelo menos com duas unidades iguais.

Porém, segundo Bernardo e Paz (2010), é recomendado pelo menos duas unidades de decantação, para que a ETA não tenha paralisada sua operação devido à limpeza das mesmas.

A velocidade de sedimentação é determinada por meio de ensaios de laboratório, caso não seja possível proceder a ensaios de laboratório, as velocidades de sedimentação para o cálculo das taxas de aplicação devem ser as seguintes (NBR 12216/1992):

- Estações com capacidade de até 1000 m<sup>3</sup>/dia, 1,74 cm/min (25 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> x dia);

- Estações com capacidade entre 1000 e 10000 m<sup>3</sup>/dia, em que é possível garantir bom controle operacional, 2,43 cm/min (35 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> x dia); caso contrário, 1,74 cm/min (25 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> x dia );
- Estações com capacidade superior a 10000 m<sup>3</sup>/dia, 2,80 cm/min (40 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> x dia).

A determinação correta da velocidade de sedimentação (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> x dia) das partículas é muito importante visto que a taxa de aplicação superficial nos decantadores é determinada e função da mesma.

Não sendo possível determinar a velocidade de sedimentação através de ensaios de laboratório, a velocidade longitudinal máxima  $V_o$ , em decantadores horizontais convencionais, deve ser segundo a NBR 12216 (ABNT, 1992):

- Em estações com capacidade até 10000 m<sup>3</sup>/dia, 0,50 cm/s;
- Em estações com capacidade superior a 10000 m<sup>3</sup>/dia, em que é possível garantir bom controle operacional, 0,75 cm/s e, havendo ainda remoção contínua de lodo por sistemas mecânicos ou hidráulicos, 1,00 cm/s.

A importância da velocidade longitudinal está de acordo com o que é preconizado, se dá para que não ocorra o arraste de material floculento para os filtros o que acarretaria em um menor tempo de operação dos mesmos.

A limpeza nos decantadores pode ser realizada através de mecanismos manuais como descargas de fundo, limpeza periódica executada pelos operadores ou através de sistemas mecânicos de remoção de lodo como os raspadores de fundo (LIBÂNIO, 2005).

### **3.3.4 Filtração**

A filtração é um processo que consiste na remoção de partículas suspensas e coloidais presentes na água que escoam através de um meio poroso. A etapa de filtração é um processo final de remoção de impurezas de uma ETA, logo, principal responsável pela produção de água com qualidade condizendo com o padrão de potabilidade (OMS, 2004).

Dentre as etapas de uma ETA a filtração é a última barreira contra as impurezas da água, sendo responsável por reter as partículas que não foram removidas na decantação, apresentando-se assim como um sistema capaz de corrigir falhas de processos anteriores. Os filtros podem ser classificados como lentos ou rápidos, sendo os filtros rápidos presente no sistema convencional de tratamento. A composição dos filtros rápidos é dada por: i) canal de alimentação da água aos filtros; ii) calhas de distribuição da água decantada; iii) meio filtrante; iv) camada suporte; v) sistema de drenagem; e vi) calhas de coleta da água de lavagem. Porém muitas vezes, as calhas de distribuição da água decantada e as calhas de coleta da água de lavagem são as mesmas (BERNARDO e PAZ, 2010; VIANNA, 1992).

Para a remoção de impurezas da água se faz necessário realizar análises o tipo de material que se deseja separar, assim como, o tipo de filtro que será o mais adequado para tal processo. Desta maneira, é possível verificar a velocidade com que a água passa pelo mesmo e denominar qual filtro será mais apropriado: o filtro lento ou o filtro rápido (RICHTER e AZEVEDO NETTO, 2007).

Os filtros podem ser classificados em lentos ou rápidos, conforme a vazão tratada por unidade de área do filtro. Nos primeiros, destinados a águas de baixa turbidez, o processo de filtração é predominantemente biológico, enquanto que nos filtros rápidos o processo é físico e químico. Assim sendo, o tratamento químico prévio da água a ser filtrada, dispensável nos filtros lentos (que, por seu turno, só se aplica a mananciais cuja água seja de boa qualidade) é fundamental nos filtros rápidos (VIANNA, 2002).

Os filtros rápidos descendentes são os mais utilizados (LIBÂNIO, 2005) sendo constituído basicamente pelo meio filtrante (Ex: areia, areia e antracito), camada suporte e fundo dos filtros (fundos falsos com bocais, sistema de canalizações perfuradas e blocos Leopold). O controle operacional dos filtros é realizado através do nível de água e da vazão. O controle de nível informa a gradativa perda de carga do meio filtrante e o de vazão permite controlar a entrada de água decantada e a saída de água filtrada de forma a uniformizar a vazão em todos os filtros ativos (AZEVEDO NETTO et al, 1987).

Segundo a NBR 12216/1992 o parâmetro que define se o filtro é rápido ou lento é a taxa de filtração, essa deve ser determinada de acordo com

ensaios de filtração por meio de filtro-piloto operado com a água a ser filtrada e com camada filtrante igual à dos filtros a serem construídos. Não sendo possível proceder a experiências em filtro-piloto, as taxas máximas recomendadas pela norma citada anteriormente são as seguintes: para filtro de camada simples, 180 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia; para filtro de camada dupla, 360 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia.

### 3.3.5 Desinfecção

A desinfecção representa uma etapa fundamental do processo tratamento, pois representa a última barreira para os micro-organismos. O processo de desinfecção pode ser realizado através de agentes físicos ou agentes químicos. A eficiência de desinfecção depende de vários fatores: i) das características da água; ii) do microrganismo a ser inativado (cada grupo de microrganismo possui uma resistência à desinfecção); e iii) das características do desinfetante, tal como o potencial de oxidação. Dentre os vários compostos utilizados na desinfecção, os compostos de cloro são os mais amplamente utilizados, devido ao seu baixo custo e, principalmente, a possibilidade de conferir à água uma concentração residual para que a água seja distribuída por toda rede com segurança (LIBÂNIO, 2010; PÁDUA e FERREIRA, 2006).

De acordo com Libânio (2005), Os agentes físicos, por sua vez, apresentam ação referenciada à energia de radiação, destacando-se a radiação UV, a radiação gama, radiação solar e, em nível domiciliar, a fervura.

Segundo Di Bernardo e Dantas (2005) para serem empregados nas ETAs, os desinfetantes devem apresentar as seguintes características:

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



A etapa de desinfecção ocorre em unidades chamadas de tanques de contato, que muitas vezes são dotadas de chicanas para reduzir os efeitos de curto-circuito. Em ETAs de pequeno a médio porte, o primeiro reservatório destinado à distribuição pode ser utilizado como tanque de contato ou, para aquelas distantes do centro de distribuição, a desinfecção pode acontecer na adutora de água tratada (LIBÂNIO, 2010).

O cloro na sua forma gasosa em contato com a água sofre reação e gera o ácido hipocloroso o qual posteriormente se dissocia em íon hipoclorito, o somatório das concentrações desses dois compostos é denominada de cloro residual livre e a prevalência de uma espécie ou outra depende do pH. É sabido que o ácido hipocloroso possui um maior potencial oxidante e que, portanto, a predominância do mesmo no processo leva a uma maior eficiência de desinfecção, sendo recomendado que a desinfecção seja feita em pH inferior a 8,0 (LIBÂNIO, 2010).

A Portaria 2914/2011 estabelece outros tipos de desinfectantes devido à limitação que o cloro apresenta, e preconiza que o tempo de contato varia de acordo com o pH, concentração e tipo de agente desinfectante. Dessa forma as unidades (tanques) de contato poderão ter dimensões diferenciadas de acordo com o desinfectante.

### **3.4 Problemas ambientais em ETAs**

Grande maioria das ETA's ainda utiliza a coagulação química o que gera uma grande quantidade de lodo principalmente nas unidades de decantação e filtração. Esse resíduo gerado muitas vezes não recebe a destinação correta, sendo lançados sem o devido tratamento nos cursos d'água próximos as estações impactando o meio ambiente, e gerando riscos a saúde pois possuem substâncias nocivas ao homem.

Os sistemas de tratamento de água podem ser comparados a verdadeiras indústrias, pois as ETAs no processo de potabilização da água transformam uma matéria-prima, a água bruta, em um produto final, a água tratada. Para isso utiliza insumos, produtos químicos e energia elétrica, e como

resíduos geram-se principalmente o lodo proveniente da limpeza de decantador e a água de lavagem de filtros (CORDEIRO e CAMPOS 1999).

Os lançamentos em cursos d'água do Lodo de ETA sem o devido tratamento podem gerar impactos ambientais específicos cuja significância e magnitude dependerá das características físico-químicas e microbiológicas do próprio lodo, das características hidráulicas e do poder autodepurativo do corpo receptor. A primeira alteração originada por esses lançamentos ocorrem na estética da água, decorrentes da abrupta elevação da cor e turbidez podendo, com isso, afetar vários usos do recurso hídrico, tais como a recreação e a irrigação. Posteriormente as alterações estéticas ocorrem à redução da penetração de luz na massa de água do rio o que pode resultar numa diminuição da atividade fotossintética e conseqüentemente da concentração de oxigênio dissolvido, além de interferir no assoreamento e no aumento das concentrações de alumínio, ferro e outros metais nas águas naturais (LIBÂNIO, 2005).

#### **3.4.1 Lodo de decantador**

De acordo com Cordeiro e Campos (1999), os resíduos de ETA se caracterizam por possuírem baixos teores de sólidos e grande quantidade de água, geralmente apresentam umidade acima de 95%. Em função dessas características tornam-se de difícil manejo sendo necessária a redução de volume para disposição adequada com redução de custos de transporte e diminuição dos riscos ambientais. Esses resíduos podem ter características variadas, que vai depender das condições da água bruta (sólidos orgânicos e inorgânico), dosagens de produtos químicos (Sulfato de Alumínio e em alguns casos polímeros condicionantes) e a da forma que é realizada a limpeza dos decantadores, esse lodo pode ficar retido durante vários dias dependendo das características ETA, devendo ser removidos de forma a não comprometer a operação.

O lodo gerado no decantadores é considerado um resíduo sólido, para o qual deve ser feita a correta destinação. Existem inúmeras técnicas de tratamento que visam diminuir consideravelmente a quantidade de água

presente nesse lodo, uma das que mais adequa-se financeiramente e quanto à questão de área é a técnica dos leitos de secagem ou drenagem, apesar de não ser a mais econômica (área requerida na construção) continua sendo uma das mais corretas do ponto de vista ambiental, pois se baseia principalmente na remoção natural da água livre dos lodos gerados.

Segundo Richter (2001), o processo de desidratação dos leitos de secagem consiste essencialmente em decantação, percolação (drenagem) e evaporação para obter a concentração desejada.

A técnica de leitos de secagem envolve a edificação de tanques com formato retangular construídos em concreto rasos apresentando como meio filtrante uma camada de brita com 0,15 a 0,30 m de espessura recoberta com duas ou três camadas de areia de granulometria diferente com 0,15 a 0,25m de altura. O lodo pode ser disposto em uma camada de 0,15 a 0,25m, devendo ser prevista uma altura de borda livre igual a 0,25m NBR 12209 (ABNT, 1990).

A água após percolar através meio filtrante é coletada por um dreno localizado no fundo do leito e conduzida até o sedimentador de onde segue juntamente com a água de lavagem dos filtros (Clarificada) para o início do da ETA. O leito é dimensionado para receber tanto o lodo proveniente do decantador quanto o proveniente do sedimentador, sendo projetados para que possam abranger um período de acumulação de 30 a 60 dias. Do lodo consegue ser removido cerca de 99% da água, após seco é removido dos leitos e feita a destinação correta.

Várias pesquisas estão sendo desenvolvido a fim de propor uma alternativa viável ambientalmente e economicamente (custo com o transporte) quanto à destinação final desse material, porém um estudo que vêm se destacado é a destinação do lodo seco para aplicações industriais diversas tais como: a fabricação de tijolos, materiais cerâmicos, incorporação na matriz do cimento dentre outros materiais utilizados na construção civil.

### **3.4.2 Água de lavagem dos filtros (ALF)**

As Estações de Tratamento de Água para obterem uma água tratada de boa qualidade dependem da eficácia na realização das etapas do tratamento.

Uma das etapas de grande importância é a etapa de lavagem dos filtros que gera uma grande quantidade de resíduos líquidos, com possíveis contaminantes de metais pesados (ferro e alumínio) e também contaminantes biológicos provenientes da matéria orgânica encontrada na água.

De maneira geral, pode-se dizer que o teor de sólidos presentes na ALF é pequeno na faixa de 0,05 a 0,5% e o volume é relativamente grande podendo alcançar cerca de 5% de toda a água tratada. A recuperação da água de lavagem dos filtros, não somente é realizada com o intuito de minimizar os impactos ambientais causados por lançamentos indiscriminados no meio ambiente, mas também para reaproveitar economicamente essa grande quantidade de água, principalmente em regiões onde há escassez de água ou onde o recalque de água é feito a um custo elevado de energia (FONTANA 2004).

Em ETAs de ciclo completo existem diversas alternativas de tratamento para os esse tipo de resíduo, uma solução para esse problema que vem sendo bastante adotada é a recirculação da ALF para o início do tratamento, que consiste em coletar a da ALF e conduzi-la para o sedimentador no qual ocorre a homogeneização da água (água clarificada), onde após um tempo de detenção a parte clarificada é recirculada para o início do tratamento.

Algumas providências devem ser tomadas para que a recirculação das águas de lavagem de filtros quando bombeadas para as unidades iniciais do tratamento não ocorra prejuízos ao processo. O retorno da ALF pode, frequentemente, causar uma sobrecarga hidráulica na instalação e tornando-se então necessário uma unidade de equalização de modo que o volume retornado represente no máximo 10% da vazão da água bruta que chega à estação (KAWAMURA, 2000; SOUZA FILHO, 1998).

Segundo Martins et. al. (2009), o retorno das águas de lavagem de filtros pode segundo avaliam determinados autores, resultar em um benefício indireto, já que há presença de coagulante residual, facilita o processo de agregação.

O retorno das águas de lavagem ao início do tratamento tem melhorado o desempenho das unidades de floculação e decantação, principalmente em instalações que tratam água com baixa turbidez, pois os lodos recirculados

servem como núcleos para o crescimento dos flocos (YUZHU, 1996, apud FERNANDES, 2002).

#### 4. METODOLOGIA

Nesse estudo pretende-se a elaborar uma estação de tratamento de água para atender o município de Campina Grande – PB, que apesar de já possuir uma ETA, a mesma encontra-se com as unidades de tratamento subdimensionadas, e também não apresenta o tratamento dos resíduos líquidos gerados na unidade em questão.

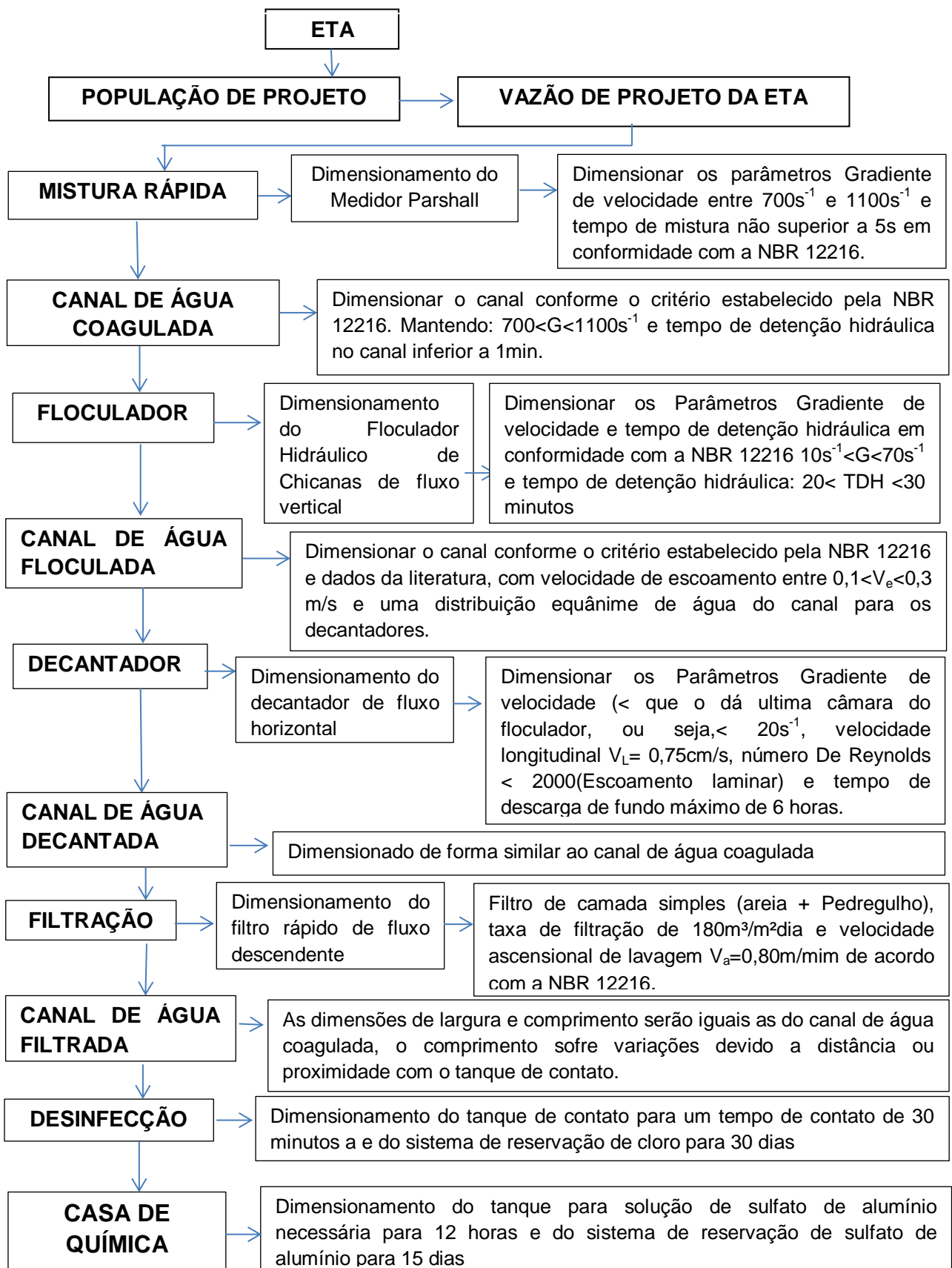
Para a elaboração utilizou-se o sistema de tratamento convencional composto pelas etapas: coagulação, floculação, decantação, filtração e desinfecção. Tendo como base na ABNT NBR 12216/1992 que fixa as condições exigíveis para a elaboração de projeto de estação de tratamento de água destinada à produção de água potável para o abastecimento público, as unidades foram dimensionadas procurando utilizar as técnicas que gerem menor impacto ambiental optando pelas unidades hidráulicas destacando-se os floculadores de escoamento vertical, que apresentam ótimo desempenho facilitando a formação de flocos densos, por esse motivo foi estabelecido o tempo de detenção hidráulica mínimo de 20 minutos, minimizando assim os custos de construção e de manutenção.

Procurou-se otimizar a casa de química evitando que ocorra desperdício com os produtos químicos que se faz uso na ETA, mantendo sempre o estoque necessário para o tratamento durante o período de 30 dias para o cloro e de 15 dias para o sulfato de Alumínio. Possibilitando dessa forma que o estoque sempre seja renovado sem possibilidade de ultrapassar prazo de validade e muito menos que ocorra falta desses produtos.

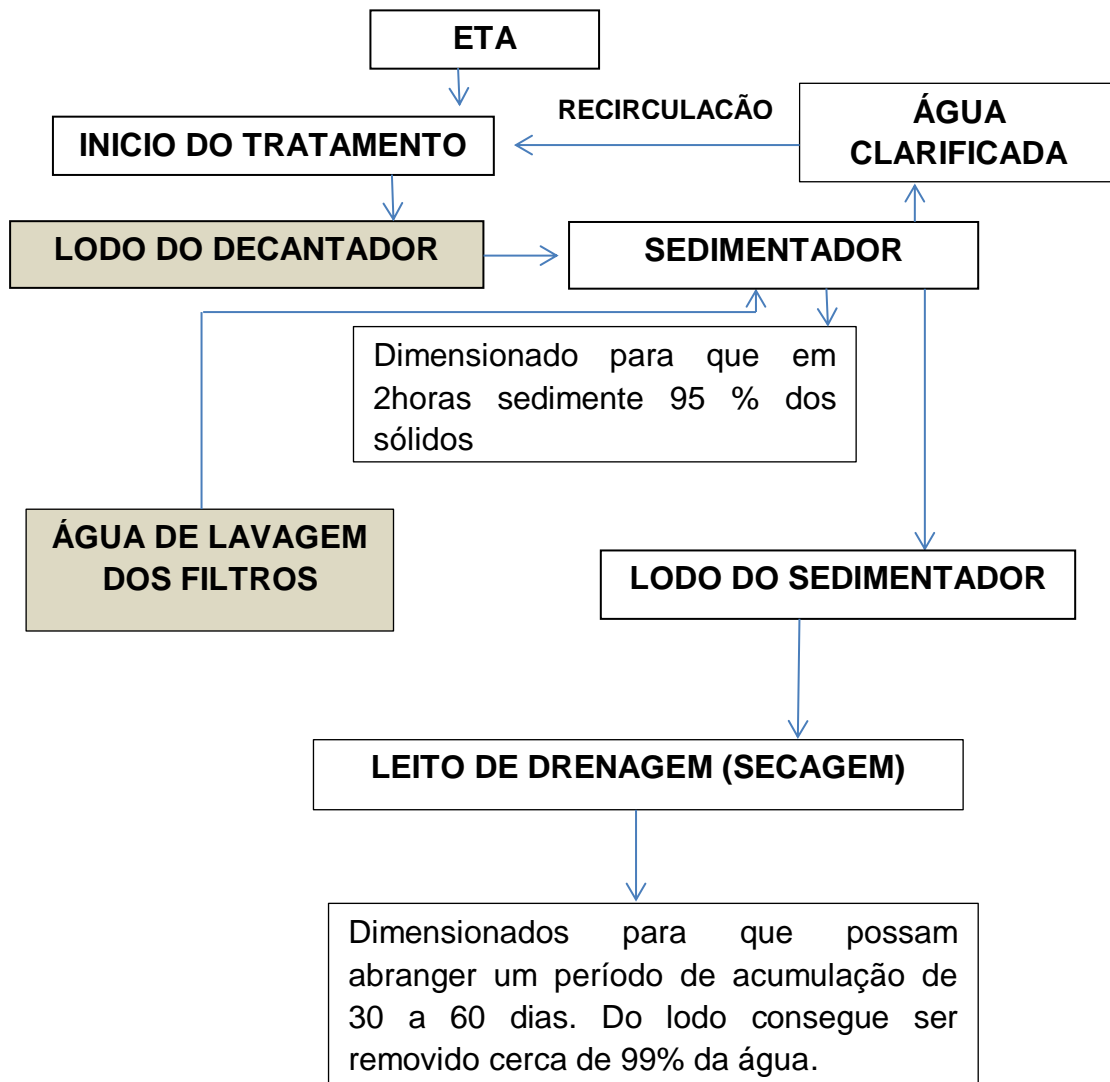
Para se propor uma técnica que apresente melhor custo benefício para o tratamento dos resíduos líquidos, devido a falta de normatização procurou-se ancorar em trabalhos acadêmicos que abordam esse tema. Assim propõe-se que os resíduos gerados na lavagem dos filtros sejam destinados a o tratamento de adensamento em um sedimentador (decantador circular) no qual a água decanta e é reaproveitada voltando ao início do tratamento, e o lodo do sedimentador é destinado ao tratamento de leitos de secagem ou drenagem juntamente com o lodo proveniente dos decantadores para que passem pelo processo de secagem e tenham a destinação correta.

O dimensionamento da ETA sustentável seguiu os procedimentos apresentados nos fluxogramas 1 e 2 apresentados a seguir:

## FLUXOGRAMA 1: ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA



## FLUXOGRAMA 2: TRATAMENTO DOS RESÍDUOS DA ETA





## 5. RESULTADOS

### 5.1 Dados gerais do projeto (Memorial de cálculo das unidades de tratamento da ETA)

A ETA será dimensionada para atender o município de Campina Grande - PB durante um período de 20 anos sem que ocorra o subdimensionamento das unidades projetadas para o horizonte de tempo do projeto.

Para a estimativa de população desse projeto que tem um horizonte de 20 anos, utilizamos o método geométrico por se tratar de uma cidade grande, e que promete crescimento exponencial, ou seja, o crescimento da população é proporcional à população existente em um determinado ano.

Dados:

- População atual (Estimada pelo IBGE 2013):  $P_0=400.002$  habitantes
- Vida útil do projeto (n): 20 anos
- População de projeto (P)

Onde:

P: População de projeto ou população futura

$P_0$ : População atual

T: taxa de crescimento populacional (%) = 1,0 % adotado

n: Vida útil do projeto (anos)

#### 5.1.1 População de projeto

$$P = P_0 * (1 + T)^n \quad P = 400002 \text{ hab} * (1 + 0,01)^{20} \quad (1)$$

$$P = \mathbf{488.078 \text{ habitantes}}$$

Têm-se as seguintes informações:

Consumo per capita (q): 200 l/hab. dia (adotado)

Tempo de funcionamento diário da ETA(h): 24 horas

$c \rightarrow$  coeficiente relacionado à quantidade de água utilizada na ETA nos processos de operação da mesma: 1,03

$K_1 \rightarrow$  coeficiente de consumo máximo diário da população: 1,2

### 5.1.2 Vazão de projeto da ETA

$$Q = P * q * K_1 * c \quad Q = 488078 \text{ hab} * 200 \frac{\text{L}}{\text{hab} * \text{dia}} * 1,2 * 1,03 \quad (2)$$

$$Q = 120652881,6 \frac{\text{L}}{\text{dia}} \text{ ou } 120652,88 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

$$Q = 120652,88 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} * \frac{1 \text{ dia}}{24 \text{ horas}} * \frac{1 \text{ hora}}{60 \text{ mim}} * \frac{1 \text{ mim}}{60 \text{ seg}} = 1,396 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 1396 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

## 5.2 MISTURA RÁPIDA DO TIPO CALHA PARSHALL

Esse tipo medidor de vazão também conhecido como medidor Parshall é desenvolvido em tamanhos padronizados (Tabela 1), onde de acordo com a vazão de projeto podemos escolher o tamanho da garganta para a calha Parshall.

### 5.2.1 Seleção da calha Parshall

Para a vazão de 1,396 m<sup>3</sup>/s ou 1396 L/s será selecionada uma calha Parshall com garganta de 3' (91,5 cm), pois para essa vazão segundo a Tabela 1 temos que:

Para  $Q = 17,3 - 1427,2 \text{ L/S}$ , a garganta é  $W = 3' = 91,5 \text{ cm}$



✓ Altura (profundidade da lamina)

$$Q = K * H_0^n \quad (5)$$

Tabela 2 – Expoente “n” e Coeficiente “k”

Garganta W	W(m)	Expoente n	Coeficiente k
3'	0,915	1,566	2,182

Fonte: Azevedo Netto, 2000.

Os expoentes de “n” e do coeficiente “k” serão obtidos através da Tabela 2, logo:

$$Q = K * H_0^n \quad 1,396 \text{ m}^3/\text{s} = 2,182 * H_0^{1,566} \quad H_0 = \sqrt[1,566]{\frac{1,396}{2,182}}$$

$$H_0 = 0,75 \text{ m}$$

✓ Velocidade da água

$$V_0 = \frac{Q}{D' * H_0} \quad V_0 = \frac{1,396 \text{ m}^3/\text{s}}{1,35 \text{ m} * 0,75 \text{ m}} \quad V_0 = 1,37 \text{ m/s} \quad (6)$$

### 5.2.3 Cálculo a energia total disponível (E<sub>a</sub>)

$$E_a = H_0 + \frac{V_0^2}{2 * g} + N \quad (7)$$

Onde:

N = dimensão padronizada para o medidor Parshall

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

$$E_a = H_0 + \frac{V_0^2}{2 * g} + N \quad E_a = 0,75 \text{ m} + \frac{(1,37 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2} + 0,229 \text{ m} \quad E_a = 1,07 \text{ m}$$

### 5.2.4 Cálculo do ângulo fictício (φ)

$$\text{Cos} \varphi = \frac{-g * Q}{W ((0,67 * g * E_0)^{1,5})} \quad (8)$$

$$\cos\varphi = \frac{-9,81\text{m/s}^2 * 1,396\text{m}^3/\text{s}}{0,915\text{m} * ((0,67 * 9,81\text{m/s}^2 * 1,07\text{m})^{1,5})} \quad \varphi = 143,36$$

### 5.2.5 Cálculo da velocidade de escoamento ( $V_1$ )

$$V_1 = 2 \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) * \left(\frac{2 * g * E_a}{3}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

$$V_1 = 2 \cos\left(\frac{143,36}{3}\right) * \left(\frac{2 * \frac{9,81\text{m}}{\text{s}^2} * 1,07\text{m}}{3}\right)^{\frac{1}{2}} \quad V_1 = 3,55\text{m/s}$$

### 5.2.6 Cálculo da altura de água no início do ressalto ( $Y_1$ )

$$Y_1 = E_a - \frac{V_1^2}{2 * g} \quad Y_1 = 1,07\text{m} - \frac{(3,55\text{m/s})^2}{2 * 9,81\text{m/s}^2} \quad Y_1 = 0,427\text{m} \quad (10)$$

### 5.2.7 Cálculo do número de Froude ( $F_R$ )

$$F_R = \frac{V_1}{\sqrt{g * Y_1}} \quad F_R = \frac{3,55 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{\sqrt{9,81\text{m/s}^2 * 0,427\text{m}}} = F_R = 1,73 \quad (11)$$

$F_R > 1$  Regime Super critico

### 5.2.8 Altura conjugada do ressalto ( $Y_3$ ) e altura do ressalto no final do trecho ( $Y_2$ )

$$Y_3 = \frac{Y_1}{2} * \left[ (1 + 8 * F_R^2)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] \quad (12)$$

$$Y_3 = \frac{0,427\text{m}}{2} * \left[ (1 + 8 * (1,73)^2)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] \quad Y_3 = 0,852\text{m}$$

$$Y_2 = Y_3 - (N - K) \quad Y_2 = 0,852\text{m} - (0,229 - 0,076) \quad (13)$$

$$Y_2 = 0,70\text{m}$$

### 5.2.9 Cálculo da velocidade de escoamento na saída do trecho ( $V_2$ )

$$V_2 = \frac{Q}{Y_2 * C} \quad (14)$$

Onde:

C = dimensão padronizada para o medidor Parshall (Tabela 1)

$$V_2 = \frac{Q}{Y_2 * C} \quad V_2 = \frac{1,396 \text{ m}^3/\text{s}}{0,70 \text{ m} * 1,220 \text{ m}} \quad V_2 = 1,63 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

### 5.2.10 Cálculo da perda de carga ( $E_n$ )

$$E_n = H_0 + N - Y_3 \quad E_n = 0,75 \text{ m} + 0,229 \text{ m} - 0,852 \text{ m} \quad (15)$$

$$E_n = 0,127 \text{ m}$$

Onde:

N = dimensão padronizada para o medidor Parshall (Tabela 1)

### 5.2.11 Tempo médio de detenção da água no trecho ou tempo médio de mistura ( $T_m$ )

$$T_m = \frac{G}{\frac{V_1 + V_2}{2}} \quad T_m = \frac{0,915 \text{ m}}{\frac{3,55 \text{ m/s} + 1,63 \text{ m/s}}{2}} \quad T_m = 0,353 \text{ s}^{-1} \quad (16)$$

Onde:

G = dimensão padronizada para o medidor Parshall (Tabela 1)

### 5.2.12 Cálculo do gradiente de velocidade médio ( $G_m$ )

Para o cálculo do gradiente de velocidade médio 25°C, o temos que considerar:

Peso específico da água ( $\gamma$ ) = 9779 N.m<sup>-3</sup>

Viscosidade absoluta da água ( $\mu$ ) = 0,894x10<sup>-3</sup> N.s.m<sup>-2</sup>.

$$G_m = \sqrt{\frac{\gamma * E_n}{\mu * T_m}} \quad G_m = \sqrt{\frac{9779 \text{ N/m}^3 * 0,127 \text{ m}}{0,894 * 10^{-3} \text{ N.s.m}^{-2} * 0,353 \text{ s}^{-1}}} \quad (17)$$

$$G_m = 1983,77 \text{ s}^{-1}$$

De acordo com a NBR 12216 /1992 as condições ideais em termos de gradiente de velocidade, tempo de mistura e concentração da solução de coagulante devem ser determinadas preferencialmente através de ensaios de laboratório. Quando estes ensaios não podem ser realizados, deve ser observada a seguinte orientação; a dispersão de coagulantes metálicos hidrolisáveis deve ser feita a gradientes de velocidade compreendidos entre  $700 \text{ s}^{-1}$  e  $1100 \text{ s}^{-1}$ , em um tempo de mistura não superior a 5 s;

O tempo de mistura condiz com a norma, já o gradiente de velocidade apesar de ultrapassar o valor estabelecido não acarretará grande prejuízos, pois o principal parâmetro para o dimensionamento da unidade de mistura rápida é o tempo de mistura, e além disso nessa etapa um maior grau de mistura favorece a dispersão do coagulante de maneira mais uniforme.

### 5.3 DIMENSIONAMENTO DO CANAL DE ÁGUA COAGULADA

Para o dimensionamento do canal de água coagulada levam-se em consideração os dados da mistura rápida, e consideraremos que:

- ✓ O concreto será o material utilizado para a construção do canal de água coagulada, e seu coeficiente de rugosidade  $n$  é igual a 0,013.
- ✓ Profundidade da lamina de água no canal  $h = 0,70 \text{ m}$  (altura da lamina de água do final do ressalto)

#### 5.3.1 Profundidade real do canal de água coagulada

Considerando 25% de borda da altura  $h$ , temos que:

$$h_{\text{total}} = h + 25\% * h \quad (18)$$

$$h_{\text{total}} = 0,70 \text{ m} + 0,25 * 0,70 \text{ m} \quad h_{\text{total}} = 0,87 \approx 0,90\text{m}$$

### 5.3.2 Adotando a largura do canal $B= 0,70$ m e comprimento = $24,6$ m (L), temos

Utilizando a equação da continuidade determina-se a velocidade interior do canal ( $V_2$ )

$$Q_1 = Q_2 \quad A_1 * V_1 = A_2 * V_2 \quad (19)$$

$$1,396 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = (0,70\text{m} * 0,70\text{m}) * V_2 \quad V_2 = \frac{1,396 \text{ m}^3/\text{s}}{(0,70\text{m} * 0,70\text{m})}$$

$$V_2 = 2,85 \text{ m/s}$$

### 5.3.3 Tempo de detenção no interior do canal de água coagulada ( $\text{TDH}_{\text{canal}}$ )

$$\text{TDH}_{\text{canal}} = \frac{V_{\text{canal}}}{Q} = \frac{B * h * l}{Q} \quad (20)$$

$$\text{TDH}_{\text{canal}} = \frac{0,70\text{m} * 0,70\text{m} * 24,6\text{m}}{1,396\text{m}^3/\text{s}} \quad \text{TDH}_{\text{canal}} = 8,63 \text{ s}^{-1}$$

O tempo de mistura está condizente com a NBR 12216/1992, a qual dispõe que após a mistura do coagulante, o tempo máximo de percurso da água até o floculador deve corresponder a 1 min, tempo este que pode ser aumentado para até 3 min quando, entre a mistura e a floculação, existe um sistema capaz de conferir à água gradiente de velocidade igual ou superior ao do início no floculador.

### 5.3.4 Raio hidráulico ( $R_H$ )

$$R_H = \frac{B * h}{(B + 2 * h)} \quad R_H = \frac{0,70 \text{ m} * 0,70 \text{ m}}{(0,70 \text{ m} + 2 * 0,70\text{m})} \quad R_H = 0,233\text{m} \quad (21)$$

### 5.3.5 Perda de carga unitária (j)

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_H^{\frac{2}{3}} * J^{\frac{1}{2}} \quad J = \left[ \frac{Q * n}{A * R_H^{\frac{2}{3}}} \right]^2 \quad J = \left[ \frac{Q * n}{(B * H) * R_H^{\frac{2}{3}}} \right]^2 \quad (22)$$

$$J = \left[ \frac{1,396\text{m}^3/\text{s} * 0,013}{[(0,70\text{m} * 0,70\text{m}) * (0,233\text{m})^{\frac{2}{3}}]} \right]^2 \quad J = 9,56 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$



### 5.3.6 Gradiente de velocidade

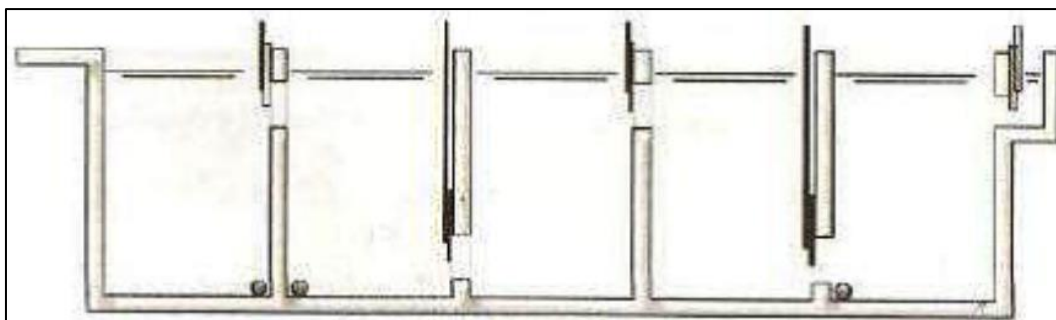
$$G_m = \sqrt{\frac{\gamma * V * J}{\mu}} \quad (23)$$

$$G_m = \sqrt{\frac{9779 \frac{N}{m^3} * 2,85 \frac{m}{s} * 9,56 \times 10^{-3} \frac{m}{m}}{0,894 \times 10^{-3} N \cdot s \cdot m^{-2}}} = 545,9 s^{-1}$$

O gradiente de velocidade no canal de água coagulada é ideal, pois ainda mantém uma certa intensidade de mistura evitando uma possível sedimentação do material em suspensão.

### 5.4 FLOCULADOR HIDRÁULICO DE CHICANAS DE FLUXO VERTICAL

Figura 5 - Esquema de um floculador vertical de passagem forçada (planta e corte).



Fonte: Libânio, 2010.

No projeto dos floculadores de chicanas devem ser observadas as seguintes recomendações (Richter e Azevedo Netto 2007):

- A velocidade da água ao longo das chicanas deve estar compreendida entre 0,30m/s, no início da floculação e 0,10m/s no fim;
- O espaçamento mínimo entre chicanas fixas deverá ser de 0,60m, este espaçamento poderá ser menor, desde que sejam dotadas de dispositivos para sua fácil remoção, tais como ranhuras na parede.

- O espaçamento entre a extremidade da chicana e a parede do canal, ou seja, a passagem livre entre duas chicanas consecutivas deve-se fazer igual a 1,5 vezes o espaçamento entre as chicanas. Equivale a dizer que a velocidade  $V_2$  na passagem deve ser igual a  $2/3$  da velocidade  $V_1$  no canal entre chicanas.

Dados:

$Q = 1,396 \text{ m}^3/\text{s} = 1396 \text{ l/s}$

Tempo de detenção Hidráulico: TDH = 20 min

Número de flocladores ( $n_f$ ): 6

Profundidade da água:  $H_i = 4,5\text{m}$  (adotado)

#### 5.4.1 Dimensões do floclador

- **Volume total do floclador ( $V_t$ ):**

$$V_t = Q * TDH \quad V_t = 1,396\text{m}^3/\text{s} * 20\text{min} * \frac{60\text{s}}{1 \text{ min}} \quad (24)$$

$$V_t = 1675,2 \text{ m}^3 \approx 1676\text{m}^3$$

- **Área superficial total do floclador**

$$A_t = \frac{V_t}{H} \quad A_t = \frac{1676 \text{ m}^3}{4,5 \text{ m}} \quad A_t = 372,5 \text{ m}^2 \approx 373\text{m}^2 \quad (25)$$

Temos que  $V_t = 1676\text{m}^3$  e  $A_t = 373 \text{ m}^2$ , e que o número de flocladores  $n_f = 6$ , logo cada floclador terá as dimensões:

$$V = \frac{V_t}{n_f} \quad V = \frac{1676 \text{ m}^3}{6} \quad V = 279,4 \text{ m}^3 \quad (26)$$

$$A = \frac{A_t}{n_f} \quad A = \frac{373 \text{ m}^2}{6} \quad A = 62,16 \text{ m}^2 \quad (27)$$

Estabelecendo que a largura  $B = 8,2 \text{ m}$  (devido a parâmetros construtivos do decantador) tem-se que:

$$A = B * L \quad L = \frac{A}{B} \quad L = \frac{62,16 \text{ m}^2}{8,2 \text{ m}} \quad L = 7,58 \text{ m} \approx 7,60 \text{ m} \quad (28)$$

#### 5.4.2 Tempo de detenção médio em cada unidade de floculação

$$TDH = \frac{TDH_{total}}{n_f} \quad TDH = \frac{20 \text{ min}}{6} \quad TDH = 3,33 \text{ min} \quad (29)$$

A NBR 12216 estabelece que o tempo de detenção hidráulico nos floculadores deve ser 20 a 30 minutos, mas as nas unidades hidráulicas em especial as de chicanas, que apresentam ótimo desempenho facilitando a formação de flocos densos, por esse motivo foi estabelecido o tempo de detenção hidráulica mínimo de 20 minutos, minimizando assim os custos de construção.

O sistema de floculação será composto 6 unidades de floculação, sendo cada unidade composta por três zonas de floculação, com os gradientes de velocidade escalonados por zonas ou trechos: (1° Trecho  $G = 70s^{-1}$ , 2° Trecho  $G = 50s^{-1}$ , 3° Trecho  $G = 20s^{-1}$ ), sendo assim cada floculador será dividido em três trechos iguais.

#### Dimensões de cada trecho:

- Volume

$$V_{trecho} = \frac{V_{floculador}}{N_{trecho}} \quad V_{trecho} = \frac{279,4 \text{ m}^3}{3} \quad V_{trecho} = 93,13 \text{ m}^3 \quad (30)$$

- Área

$$A_{trecho} = \frac{V_{trecho}}{H_{trecho}} \quad A_{trecho} = \frac{93,13 \text{ m}^3}{4,5 \text{ m}} \quad A_{trecho} = 20,69 \text{ m}^2 \quad (31)$$

- Comprimento

Tem-se que a largura do canal  $B = 8,2 \text{ m}$  logo;

$$A = B * L \quad L = \frac{A}{B} \quad L = \frac{20,69 \text{ m}^2}{8,2 \text{ m}} \quad L = 2,52 \text{ m} \quad (32)$$

- Tempo de detenção para cada trecho ( $t_{\text{trecho}}$ ).

$$t_{\text{trecho}} = \frac{\text{TDH}}{n_{\text{trechos}}} \quad t = \frac{3,33\text{min/canal}}{3\text{trechos/canal}} \quad t = 1,11 \frac{\text{min}}{\text{trecho}} \quad (33)$$

Segundo Richter e Azevedo Netto (2007), as perdas de carga devidas aos giros de 180° ao longo do flocculador predominam as perdas de carga. Em vista disso os autores desenvolveu uma equação que permite o cálculo direto e rápido do flocculador de chicanas, em função dos gradientes de velocidades desejados, substituindo o processo de aproximações sucessivas, como normalmente têm sido calculados esses flocculadores.

Logo para o flocculador hidráulico de escoamento vertical temos:

#### 5.4.3 Número de canais ou espaçamentos (n) em cada unidade de flocculação entre chicanas

$$n = 0,045 * \sqrt[3]{\left(\frac{B * L * G}{Q}\right)^2 * t} \quad (34)$$

Onde:

n= número de canais ou espaçamentos entre chicanas

H= profundidade da água no canal (m)

L= comprimento do canal ou trecho do canal considerado (m)

G= gradiente de velocidade ( $s^{-1}$ )

Q= vazão em ( $m^3/s$ )

t= tempo de flocculação (min)

B= Largura do canal (m): B = 8,2m

#### Número de espaçamentos entre chicanas:

Como teremos 6 flocculadores de dimensões iguais só se faz necessário o dimensionamento de um único flocculador, pois os demais serão idênticos.

- Para o trecho com gradiente de velocidade  $70s^{-1}$ :

$$n = 0,045 * \sqrt[3]{\left(\frac{8,2 \text{ m} * 2,52 * 70s^{-1}}{1,396m^3/s}\right)^2} * 1,11 \text{ min}$$

$$n = 4,77 \approx 5$$

- Para o trecho com gradiente de velocidade  $50s^{-1}$ :

$$n = 0,045 * \sqrt[3]{\left(\frac{8,2 \text{ m} * 2,52 * 50s^{-1}}{1,396m^3/s}\right)^2} * 1,11 \text{ min}$$

$$n = 3,81 \approx 4$$

- Para o trecho com gradiente de velocidade  $20s^{-1}$ :

$$n = 0,045 * \sqrt[3]{\left(\frac{8,2 \text{ m} * 2,52 * 20s^{-1}}{1,396m^3/s}\right)^2} * 1,11 \text{ min}$$

$$n = 2,07 \approx 3$$

#### 5.4.4 Número de divisórias (N)

$$N = n - 1 \quad (35)$$

- Para 1° trecho  $G= 70s^{-1}$      $N = 5 - 1$      $N = 4$
- Para 2° trecho  $G= 50s^{-1}$      $N = 4 - 1$      $N = 3$
- Para 3° trecho  $G= 20s^{-1}$      $N = 3 - 1$      $N = 2$

De acordo com cálculos anteriores tem-se que  $n = 12$  canais e  $N= 11$  divisórias.

#### 5.4.5 Espaçamento entre as chicanas ( $a_L$ ):

$$a_L = \frac{L - n * e}{N} \quad (36)$$

Onde:

$e$  = Espessura da divisória :  $e = 0,025$  m e os demais símbolos com o significado igual aos das equações anteriores.

- Para 1° trecho  $G= 70s^{-1}$

$$a_L = \frac{L - n * e}{N} \quad a_L = \frac{2,52m - 5 * 0,025}{4} \quad a_L = 0,598 \text{ m} \approx 0,60 \text{ m}$$

- Para 2° trecho  $G = 50s^{-1}$

$$a_L = \frac{L - n * e}{N} \quad a_L = \frac{2,52m - 4 * 0,025}{3} \quad a_L = 0,80 \text{ m}$$

- Para 3° trecho  $G = 20s^{-1}$

$$a_L = \frac{L - n * e}{N} \quad a_L = \frac{2,52m - 3 * 0,025}{2} \quad a_L = 1,22 \text{ m} \approx 1,25 \text{ m}$$

#### 5.4.6 Velocidade média de escoamento entre chicanas ( $Ve_1$ ) e velocidade média de escoamento nas voltas ( $Ve_2$ ) para cada trecho do canal

$$Ve_1 = \frac{Q}{a * a_L} \quad (37)$$

$$Ve_2 = \frac{2}{3} * Ve_1 \quad (38)$$

- Para 1° trecho  $G = 70s^{-1}$

$$Ve_1 = \frac{Q}{a * a_L} \quad Ve_1 = \frac{1,396 \text{ m}^3/s}{8,2m * 0,60m} \quad Ve_1 = 0,283 \text{ m/s}$$

$$Ve_2 = \frac{2}{3} * Ve_1 \quad Ve_2 = \frac{2}{3} * 0,283 \frac{m}{s} \quad Ve_2 = 0,188 \text{ m/s}$$

- Para 2° trecho  $G = 50s^{-1}$

$$Ve_1 = \frac{Q}{a * a_L} \quad Ve_1 = \frac{1,396 \text{ m}^3/s}{8,2m * 0,80m} \quad Ve_1 = 0,212 \text{ m/s}$$

$$Ve_2 = \frac{2}{3} * Ve_1 \quad Ve_2 = \frac{2}{3} * 0,212 \frac{m}{s} \quad Ve_2 = 0,141 \text{ m/s}$$

- Para 3° trecho  $G = 20s^{-1}$

$$Ve_1 = \frac{Q}{a * a_L} \quad Ve_1 = \frac{1,396 \text{ m}^3/s}{8,2 \text{ m} * 1,25m} \quad Ve_1 = 0,136m/s$$

$$Ve_2 = \frac{2}{3} * Ve_1 \quad Ve_2 = \frac{2}{3} * 0,136 \frac{m}{s} \quad Ve_2 = 0,091$$

#### 5.4.7 Extensão média percorrida pela água (Lt) e raio hidráulico de cada trecho do canal (Rh)

✓ Extensão média percorrida:

$$L_t = Ve_1 * t \quad (39)$$

Onde:

t é o tempo de detenção em cada trecho do canal t = 1,11 min

- Para 1° trecho G= 70s<sup>-1</sup>

$$L_t = Ve_1 * t \quad L_t = 0,283\text{m/s} * 1,11 \text{ min} * \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \quad L_t = 18,84 \text{ m}$$

- Para 2° trecho G= 50s<sup>-1</sup>

$$L_t = Ve_1 * t \quad L_t = 0,212\text{m/s} * 1,11 \text{ min} * \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \quad L_t = 14,11 \text{ m}$$

- Para 3° trecho G= 20s<sup>-1</sup>

$$L_t = Ve_1 * t \quad L_t = 0,136\text{m/s} * 1,11 \text{ min} * \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \quad L_t = 9,05 \text{ m}$$

✓ Raio hidráulico:

$$R_h = \frac{a_L * B}{2 * (a_L + B)} \quad (40)$$

- Para 1° trecho G= 70s<sup>-1</sup>

$$R_h = \frac{0,60\text{m} * 8,2\text{m}}{2 * (0,60\text{m} + 8,2\text{m})} \quad R_h = 0,27 \text{ m}$$

- Para 2° trecho G= 50s<sup>-1</sup>

$$R_h = \frac{0,80\text{m} * 8,2\text{m}}{2 * (0,80\text{m} + 8,2\text{m})} \quad R_h = 0,36 \text{ m}$$

- Para 3° trecho G= 20s<sup>-1</sup>

$$R_h = \frac{1,25\text{m} * 8,2\text{m}}{2 * (1,25\text{m} + 8,2\text{m})} \quad R_h = 0,54 \text{ m}$$

**5.4.8 Perda de carga por mudança de direção do escoamento (hp<sub>1</sub>), a perda de carga por atrito (hp<sub>2</sub>) e a perda de carga total (hp<sub>t</sub>) de cada trecho do canal.**

✓ Perdas de carga por mudança de direção do escoamento:

$$hp_1 = \frac{n * Ve_1^2 + (n - 1) * Ve_2^2}{2 * g} \quad (41)$$

- Para 1° trecho  $G = 70s^{-1}$

$$hp_1 = \frac{5 * (0,283m/s)^2 + (5 - 1) * (0,188m/s)^2}{2 * 9,81 m/s^2} \quad hp_1 = 0,02761 m$$

- Para 2° trecho  $G = 50s^{-1}$

$$hp_1 = \frac{4 * (0,212m/s)^2 + (4 - 1) * (0,141m/s)^2}{2 * 9,81 m/s^2} \quad hp_1 = 0,01220 m$$

- Para 3° trecho  $G = 20s^{-1}$

$$hp_1 = \frac{3 * (0,136m/s)^2 + (3 - 1) * (0,091m/s)^2}{2 * 9,81 m/s^2} \quad hp_1 = 0,00367 m$$

✓ **Perda de carga por atrito:**

$$hp_2 = \frac{(Ve_1 + n_m)^2 * L_t}{R_h^{\frac{4}{3}}} \quad (42)$$

Sendo:

$n_m$ : número de Manning (0,013 para concreto e 0,011 para madeira)

- Para 1° trecho  $G = 70s^{-1}$

$$hp_2 = \frac{(0,283 \frac{m}{s} * 0,013)^2 * 18,84m}{(0,27 m)^{\frac{4}{3}}} \quad hp_2 = 0,00146 m$$

- Para 2° trecho  $G = 50s^{-1}$

$$hp_2 = \frac{(0,212 \frac{m}{s} * 0,013)^2 * 14,11m}{(0,36m)^{\frac{4}{3}}} \quad hp_2 = 0,00041 m$$

- Para 3° trecho  $G = 20s^{-1}$

$$hp_2 = \frac{(0,136 m/s + 0,013)^2 * 9,05m}{(0,54m)^{\frac{4}{3}}} \quad hp_2 = 0,00006 m$$

✓ **Perda de carga total:**

$$hp_t = hp_1 + hp_2 \quad (43)$$



- Para 1° trecho  $G = 70 \text{ s}^{-1}$

$$hp_t = 0,02761 + 0,00146 \quad hp_t = 0,02907 \text{ m}$$

- Para 2° trecho  $G = 50 \text{ s}^{-1}$

$$hp_t = 0,01220 + 0,00041 \quad hp_t = 0,01261 \text{ m}$$

- Para 3° trecho  $G = 20 \text{ s}^{-1}$

$$hp_t = 0,00367 + 0,00006 \quad hp_t = 0,00373 \text{ m}$$

#### 5.4.9 Gradiente de velocidade médio em cada trecho canal:

Para esse cálculo admite-se que:

A temperatura média  $T = 25^\circ\text{C}$

Peso específico da água ( $\gamma$ ) =  $9779 \text{ N.m}^{-3}$

Viscosidade absoluta da água ( $\mu$ ) =  $0,894 \times 10^{-3} \text{ N.s.m}^{-2}$ .

$$G_m = \sqrt{\frac{\gamma * hp_t}{\mu * t}} \quad (44)$$

- Para 1° trecho  $G = 70 \text{ s}^{-1}$

$$G_m = \sqrt{\frac{9779 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} * 0,02907 \text{ m}}{0,894 \times 10^{-3} \text{ N. s. m}^{-2} * 1,11 \text{ min} * \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}}} \quad G_m = 69,09 \text{ s}^{-1}$$

- Para 2° trecho  $G = 50 \text{ s}^{-1}$

$$G_m = \sqrt{\frac{9779 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} * 0,01261 \text{ m}}{0,894 \times 10^{-3} \text{ N. s. m}^{-2} * 1,11 \text{ min} * \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}}} \quad G_m = 45,50 \text{ s}^{-1}$$

- Para 3° trecho  $G = 20 \text{ s}^{-1}$

$$G_m = \sqrt{\frac{9779 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} * 0,00373 \text{ m}}{0,894 \times 10^{-3} \text{ N. s. m}^{-2} * 1,11 \text{ min} * \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}}} \quad G_m = 24,75 \text{ s}^{-1}$$

Os gradientes de velocidade calculados estão de acordo com os propostos para cada trecho do floculador.

#### 5.4.10 Cálculo da altura das passagens inferiores ( $h_{if}$ ) em cada trecho do canal

Essa altura serve para garantir a relação de valores de velocidade entre  $Ve_1$  e  $Ve_2$ .

$$h_{if} = 1,5 * a_L \quad (45)$$

- Para 1° trecho  $G= 70s^{-1}$

$$h_{if} = 1,5 * 0,60 \text{ m} \quad h_{if} = 0,9 \text{ m}$$

- Para 2° trecho  $G= 50s^{-1}$

$$h_{if} = 1,5 * 0,80 \text{ m} \quad h_{if} = 1,2 \text{ m}$$

- Para 3° trecho  $G= 20s^{-1}$

$$h_{if} = 1,5 * 1,25 \text{ m} \quad h_{if} = 1,875 \text{ m}$$

#### 5.4.11 Gradiente de velocidade nas aberturas dos canais

Para realização desse cálculo é necessário calcular o número de Reynolds, já que o coeficiente de Darcy-Weisbach é calculado através dele. Considerando  $T = 25^\circ\text{C}$ , Peso específico da água ( $\gamma$ )  $= 9779 \text{ N.m}^{-3}$  e a Viscosidade absoluta da água ( $\mu$ )  $= 0,894 \times 10^{-3} \text{ N.s.m}^{-2}$ .

$$Re = \frac{Ve_2 * D_h}{\mu} \quad (46)$$

Onde:

O diâmetro hidráulico  $D_h$  é igual a:

$$D_h = 4 * R_h \quad (47)$$

Logo temos que:

$$Re = \frac{Ve_2 * 4 * R_h}{\mu} \quad (48)$$

- Para 1° trecho  $G = 70s^{-1}$

$$Re = \frac{0,188 \text{ m/s} * 4 * 0,27 \text{ m}}{0,894 * 10^{-3} \frac{\text{N.s}}{\text{m}^2}} \quad Re = 277,11$$

- Para 2° trecho  $G = 50s^{-1}$

$$Re = \frac{0,141 \text{ m/s} * 4 * 0,36 \text{ m}}{0,894 * 10^{-3} \frac{\text{N.s}}{\text{m}^2}} \quad Re = 227,11$$

- Para 3° trecho  $G = 20s^{-1}$

$$Re = \frac{0,091 \text{ m/s} * 4 * 0,54 \text{ m}}{0,894 * 10^{-3} \frac{\text{N.s}}{\text{m}^2}} \quad Re = 219,86$$

Como  $Re < 2000$  em todos os trechos, o regime do escoamento será Laminar, logo não precisamos determinar o coeficiente de Darcy-Weisbach. Utiliza-se a fórmula de Reynolds para escoamento Laminar.

$$f = \frac{64}{Re} \quad (\text{Regime laminar}) \quad (49)$$

- Para 1° trecho  $G = 70s^{-1}$

$$f = \frac{64}{277,11} \quad f = 0,23$$

- Para 2° trecho  $G = 50s^{-1}$

$$f = \frac{64}{227,11} \quad f = 0,28$$

- Para 3° trecho  $G = 20s^{-1}$

$$f = \frac{64}{219,86} \quad f = 0,29$$

**Gradiente de velocidade nas aberturas ( $G_{ma}$ ):**

$$G_{ma} = \left( \frac{\gamma}{2 * \mu * g} \right)^{\frac{1}{2}} * \left( \frac{f}{4 * R_h} \right)^{\frac{1}{2}} * (Ve_2)^{\frac{3}{2}} \quad (50)$$

- Para 1° trecho  $G = 70s^{-1}$

$$G_{ma} = \left( \frac{9779N/m^3}{2 * 0,894 * 10^{-3} \frac{N \cdot s}{m^2} * 9,81m/s^2} \right)^{\frac{1}{2}} * \left( \frac{0,23}{4 * 0,27m} \right)^{\frac{1}{2}} * (0,188m/s)^{\frac{3}{2}}$$

$$G_{ma} = 28,08 s^{-1}$$

- Para 2° trecho  $G = 50s^{-1}$

$$G_{ma} = \left( \frac{9779N/m^3}{2 * 0,894 * 10^{-3} \frac{N \cdot s}{m^2} * 9,81m/s^2} \right)^{\frac{1}{2}} * \left( \frac{0,28}{4 * 0,36m} \right)^{\frac{1}{2}} * (0,141m/s)^{\frac{3}{2}}$$

$$G_{ma} = 17,43 s^{-1}$$

- Para 3° trecho  $G = 20s^{-1}$

$$G_{ma} = \left( \frac{9779N/m^3}{2 * 0,894 * 10^{-3} \frac{N \cdot s}{m^2} * 9,81m/s^2} \right)^{\frac{1}{2}} * \left( \frac{0,29}{4 * 0,54m} \right)^{\frac{1}{2}} * (0,091m/s)^{\frac{3}{2}}$$

$$G_{ma} = 7,51s^{-1}$$

A norma NBR 12216/1992 dispõe que as dimensões das aberturas devem ser suficientes para que o gradiente de velocidade, na passagem da água, tenha valor igual ou inferior ao do compartimento anterior, evitando que ocorra a ruptura do floco, logo se pode concluir que a unidade está dimensionada de acordo com a norma citada.

## 5.5 CANAL DE ÁGUA FLOCULADA

### 5.5.1 Características do canal de água floculada e das comportas

Segundo Libânio (2008) a distribuição equânime de água floculada é o primeiro fator interveniente na decantação, logo essa distribuição, para uma ou mais unidades de decantação, deve-se efetuar através do canal de água floculada

que se comunica com as comportas de cada decantador. Os canais de água floculada são dimensionados tendo em vista dois objetivos fundamentais: evitar a deposição e a ruptura dos flocos, esta podendo ocorrer também através de comportas de acesso á unidade de decantação.

Na norma NBR 12216/1992, observa-se que as velocidades médias de escoamento ao longo do canal devem se encontrar no intervalo de 0,10 a 0,30m/s e os gradientes de velocidade através das comportas de passagem para o decantador inferiores a  $20 \text{ s}^{-1}$ .

As velocidades médias nas comportas de passagem para o decantador devem está dentro da faixa 0,20 a 0,40 m/s recomendada por Di Bernardo et al.,2005 .

### 5.5.2 Dimensões do Canal e das Comportas

- O Comprimento do canal de água floculada é igual 24,6 m
- A vazão  $Q = 1,396 \text{ m}^3/\text{s}$  será distribuída de forma equânime para os dois canais de água floculada de onde a água segue para quatro unidades de decantação, sendo um canal para cada dois decantadores, com duas comportas em cada canal, logo uma para comporta cada unidade de decantação. Assim, será dimensionado apenas um canal, pois as unidades de decantação serão iguais.
- Dimensões de cada comporta

Velocidade de passagem nas comportas = 0,35 m/s(adotado)

As duas comportas presentes em cada canal devem ser capazes de distribuir a vazão máxima da ETA  $Q = 1,396 \text{ m}^3/\text{s}$ , pois, no caso de lavagem de um decantador a vazão será direcionada para apenas uma unidade de decantação.

As comportas de secção quadrada terão dimensões de 0,85m x 0,85m. E serão instaladas no primeiro e terceiro quarto comprimento do canal de água floculada (2 vezes a largura de um decantador)

$$1^{\circ} \text{ comporta} = \frac{1}{4} * 2 * B_{\text{decantador}} = \frac{1}{4} * 24,60 \text{ m} = 6,15 \text{ m} \quad (51)$$

$$2^{\circ} \text{comporta} = \frac{3}{4} * 2 * B_{\text{decantador}} = \frac{3}{4} * 24,60 \text{ m} = 18,45 \text{ m} \quad (52)$$

- Vazão em cada canal de água floculada ( $Q_{\text{canal}}$ )

$$Q_{\text{canal}} = \frac{Q}{n_{\text{dec}}} \quad Q_{\text{canal}} = \frac{1,396 \text{ m}^3/\text{s}}{2 \text{ decantadores}} \quad Q_{\text{canal}} = 0,698 \text{ m}^3/\text{s} \quad (53)$$

Onde:

$n_{\text{dec}}$ =número de decantadores

- Como cada canal possui duas comportas uma para cada decantador, logo a vazão em cada comporta ( $q_i$ ):

$$q_i = \frac{Q_{\text{canal}}}{2} \quad q_i = \frac{0,698 \text{ m}^3/\text{s}}{2} = q_i = 0,349 \text{ m}^3/\text{s} \quad (54)$$

- Área inicial ( $A_i$ ) e Área final ( $A_f$ ) do canal (dois canais de água floculada)

$$A_i = \frac{Q_{\text{canal}}}{V_{\text{canal}}} \quad A_i = \frac{0,698 \text{ m}^3/\text{s}}{0,15 \text{ m/s}} \quad A_i = 4,65 \text{ m}^2 \quad (55)$$

$$A_f = \frac{Q_{\text{canal}}}{V_{\text{canal}} * n} \quad A_f = \frac{0,698 \text{ m}^3/\text{s}}{0,15 \text{ m/s} * 2} \quad A_f = 2,32 \text{ m}^2 \quad (56)$$

Onde:

$V_{\text{canal}}$ : Velocidade no canal = 0,15 m/s (adotado segundo NBR 12216/92)

$n$  : número total de comportas por canal = 4 comportas, sendo 2 em cada canal

O canal foi dimensionado para uma velocidade de 0,15 m/s pois, quando for necessária a limpeza de um decantador e/ou do seu respectivo canal de água floculada, será possível a ETA continuar operando sem causar prejuízos aos demais processos, pois o que irá sofrer alteração nesse caso é a velocidade da água no canal que dobrará para 0,30 m/s, o que está de acordo com a NBR 12216/1992.

Tabela 3 – Distribuição equânime da vazão nos 2 canais de água floculada

Comporta	$q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_m$ (m <sup>3</sup> /s)	Área (m <sup>2</sup> )	Dimensões (m) B x H
1	0,349	0,698	4,65	1,034 x 4,5
2	0,349	0,349	2,32	0,517 x 4,5

\*lembrando que os dois canais são iguais

Para o correto dimensionamento dos canais de água floculada, tem sido empregado o modelo matemático (Hudson, 1979) delineado do fim dá década de 1970. Frequentemente seu emprego acarreta a construção de canais com largura ou declividade variável ao longo do comprimento, para que as velocidades de escoamento permaneçam aproximadamente constantes após sucessivas parcelas da vazão atravessarem as comportas do decantador. O modelo preconiza que as perdas de carga no canal de água floculada e no interior da comporta podem ser desprezadas. Tal assertiva fundamenta-se nas baixas velocidades de escoamento no interior dos canais, na natureza rugosa do revestimento destes e no pequeno comprimento das comportas, função da espessura das paredes do decantador (LIBÂNIO 2008).

Tabela 4 – Resumo dos dados obtidos através do Método de Hudson

Comporta	$q_i$	$V_L$	$Q_m$	$V_m$	$A_m$	$(V_m/V_L)^2$	$B_i$	$(1/\sqrt{B_i})$	Hf
1	0,349	0,241	0,698	0,15	4,65	0,387	2,34	0,65	0,028
2	0,349	0,241	0,349	0,15	2,32	0,387	2,34	0,65	0,028

Onde:

- ✓  $q_i$ = vazão afluyente em cada comporta (m<sup>3</sup>/s)
- ✓ Velocidade Longitudinal (m/s):

$$V_L = \frac{q_i}{n * A_{comporta}} \quad (57)$$

Onde:

n = número de comportas

- ✓  $V_m$ = velocidade a montante (m/s):

$$V_m = \frac{Q_m}{A_{\text{escoamento}}} \quad (58)$$

Onde:

$Q_m$  = vazão a montante de cada comporta ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$$B_i = \left[ \phi * \left( \frac{V_m}{V_L} \right)^2 + \theta + 1 \right] \quad (59)$$

Onde  $\phi$  e  $\theta$  são funções da espessura da parede do decantador.

A partir de dados experimentais, os autores sugerem que  $\phi$  e  $\theta$  sejam iguais a 1,67 e 0,70 respectivamente, para comportas instaladas em decantadores cuja a espessura da parede seja inferior a três vezes o diâmetro – ou o lado, para secção quadrada - da comporta (LIBÂNIO 2008).

- Perda de carga (m/m):

$$h_f = \frac{B_i * V_L}{2 * g} \quad (60)$$

### 5.5.3 Gradiente de velocidade através das comportas ( $G_{mc}$ )

$$R_e = \frac{V_L * D_h}{\nu} = \frac{0,241 \text{m/s} * 0,85 \text{m}}{10^{-6}} \quad R_e = 2,04 * 10^5 \quad (61)$$

Onde:

$D_h$ : Diâmetro hidráulico = 0,85 m (lado da comporta)

$$D_h = 4 * R_h \quad R_h = \frac{D_h}{4} = \frac{0,85 \text{m}}{4} \quad R_h = 0,21 \text{m} \quad (62)$$

Admitindo a rugosidade absoluta ( $e$ ) de 1 mm (concreto rugoso), temos a perda de carga:



$$f = \frac{1,325}{\left[ \ln \left( \frac{e}{3,7 * D_h} + 5,76 * R_e^{-0,9} \right) \right]^2} \quad (63)$$

$$f = \frac{1,325}{\left[ \ln \left( \frac{0,001m}{3,7 * 0,85m} + 5,76 * (2,04 * 10^5)^{-0,9} \right) \right]^2}$$

$$f = 0,0218 \text{ m/m}$$

$$G_{mc} = 354 * V_L^{1,5} * \sqrt{\frac{f}{R_h}} \quad (64)$$

$$G_{mc} = 354 * \left( \frac{0,241m}{s} \right)^{1,5} * \sqrt{\frac{0,0218 \frac{m}{m}}{0,21m}} \quad G_{mc} = 13,49 \text{ s}^{-1}$$

Observa-se que o gradiente de velocidade nas comportas está de acordo com a NBR 12216/1992, estando inferior a  $20 \text{ s}^{-1}$ .

## 5.6 DECANTADOR CONVENCIONAL DE FLUXO HORIZONTAL

A ETA que se deseja projetar tem uma vazão de  $120652,88 \text{ m}^3/\text{dia}$ , operando 24 horas/dia.

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

- O número de decantadores de uma ETA depende de fatores operacionais e econômicos.
- Estações e com capacidade superior a  $10000 \text{ m}^3/\text{dia}$ , ou com período de funcionamento superior a 18 h/dia ou ainda em que os decantadores são mecanizados, devem contar pelo menos com duas unidades iguais de decantação.
- Não sendo possível proceder a ensaios de laboratório, as velocidades de sedimentação para o cálculo das taxas de aplicação em estações com capacidade superior a  $10000 \text{ m}^3/\text{dia}$  é igual a  $2,80 \text{ cm/min}$  ( $40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$ ).

- Ser provido de descarga de fundo, dimensionada para esvaziamento no tempo máximo de 6 h;
- A descarga do decantador deve situar-se preferencialmente na zona de maior acumulação de lodo;
- O fundo deve ter declividade mínima de 5% no sentido do ponto de descarga.

Dados:

Vazão  $Q = 1,396 \text{ m}^3/\text{s} = 120652,88 \text{ m}^3/\text{dia}$

Taxa de aplicação superficial (TAS) =  $40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$

Número de decantadores ( $n_{\text{dec}}$ ) = 4

Altura do decantador  $H = 4,5\text{m}$

### 5.6.1 Dimensões do decantador

- Área

$$A = \frac{Q}{\text{TAS}} = \frac{120652,88 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}}{40 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{dia}} \quad A = 3016,32 \text{ m}^2 \quad (65)$$

Como serão utilizados 4 decantadores retangulares , a área de cada decantador será igual a:

$$A_{\text{dec}} = \frac{A}{4} = \frac{3016,32\text{m}^2}{4} \quad A_{\text{dec}} = 754,08 \text{ m}^2 \quad (66)$$

Para escala real em decantadores retangulares utilizam usualmente a relação  $2,5 < l/b < 5,0$  (LIBÂNIO 2008).

Adotando a relação comprimento(L) largura(B) igual a  $L/B = 5$  temos:

$$A = B * L \quad A = B * 5B \quad A = 5B^2 \quad B = \sqrt{\frac{A}{5}} \quad B = \sqrt{\frac{754,08\text{m}^2}{5}} \quad (67)$$

$$B = 12,28 \text{ m} \approx 12,30\text{m}$$

$$\frac{L}{B} = 5 \quad L = 5 * B \quad L = 5 * 12,30\text{m} \quad L = 61,5\text{m} \quad (68)$$

Recalculando a área, tem-se:

$$A = B * L \quad A = 12,30\text{m} * 61,50\text{m} \quad A = 756,54\text{m}^2 \quad (69)$$

✓ **Vazão em cada decantador ( $Q_{\text{dec}}$ ):**

$$Q_{\text{dec}} = \frac{Q}{n_{\text{dec}}} = \frac{1,396\text{m}^3/\text{s}}{4} \quad Q_{\text{dec}} = 0,349\text{m}^3/\text{s} \quad (70)$$

Onde:

$n_{\text{dec}}$  = número de decantadores

### 5.6.2 Taxa de escoamento superficial ( $q$ )

$$q = \frac{Q}{A_{\text{dec}}} = \frac{\frac{120652,88\text{m}^3/\text{dia}}{4}}{756,54\text{m}^2} \quad q = \frac{39,87\text{m}^3}{\text{m}^2} * \text{dia} \quad (71)$$

$$q \approx 40\text{m}^3/\text{m}^2 * \text{dia} = 2,77\text{cm}/\text{mim}$$

Onde:

$A_{\text{dec}}$  = Área de um decantador

### 5.6.3 Velocidade longitudinal ( $V_L$ ) e Tempo de detenção hidráulico (TDH)

$$V_L = \frac{Q_{\text{dec}}}{B * H} = \frac{0,349\text{m}^3/\text{s}}{12,30\text{m} * 4,5\text{m}} = V_L = 0,00630 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 0,63 \text{ cm/s} \quad (72)$$

$$\text{TDH} = \frac{V_{\text{dec}}}{Q_{\text{dec}}} = \frac{A_{\text{dec}} * H}{Q_{\text{dec}}} = \frac{756,54\text{m}^2 * 4,5\text{m}}{0,349\text{m}^3/\text{s}} \quad \text{TDH} = 2,70 \text{ h} \quad (73)$$

Onde:

$V_{\text{dec}}$  = volume de um decantador

De acordo com a NBR 12216/1992 não sendo possível determinar a velocidade de sedimentação através de ensaios de laboratório, a velocidade longitudinal máxima  $V_L$ , em decantadores horizontais convencionais para estações com capacidade superior a  $10000 \text{ m}^3/\text{dia}$ , em que é possível garantir bom controle operacional  $V_L = 0,75 \text{ cm/s}$ .

Como a velocidade longitudinal encontrada está dentro do que é preconizado pela norma citada, garantindo que não ocorrerá o arraste de material floculento.

#### 5.6.4 Raio Hidráulico ( $R_H$ ), Número de Reynolds ( $R_e$ ) e Número de Froude ( $F_r$ )

- **Raio Hidráulico**

$$R_H = \frac{B * h}{(B + 2 * h)} \quad R_H = \frac{12,30 \text{ m} * 4,50 \text{ m}}{(12,30 \text{ m} + 2 * 4,50 \text{ m})} \quad R_H = 2,59 \text{ m} \quad (74)$$

- **Número de Froude ( $F_r$ )**

$$F_R = \frac{V_L^2}{g * R_H} \quad F_R = \frac{(0,00630 \text{ m/s})^2}{9,81 \text{ m/s}^2 * 2,59 \text{ m}} \quad F_R = 1,56 * 10^{-6} \quad (75)$$

$F_r < 1$ , Regime de escoamento Subcrítico.

- **Número de Reynolds**

Onde :  $\mu = 1 * 10^{-4} \text{ N.s/m}^2$

$$R_e = \frac{V_L * R_H}{\mu} \quad R_e = \frac{0,00630 \text{ m/s} * 2,59 \text{ m}}{1 * 10^{-4} \text{ N.s/m}^2} \quad R_e = 163,7 \quad (76)$$

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

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

- 5.6.5.1 **Admitindo uma velocidade na passagem nos orifícios ( $V_p = 0,1 \text{ m/s}$ ) tem-se a área dos orifícios**

$$A_{\text{orifício}} = \frac{Q_{\text{dec}}}{V_p} = \frac{0,349 \text{ m}^3/\text{s}}{0,1 \text{ m/s}} = 3,49\text{m}^2 \quad (77)$$

### 5.6.5.2 Número de orifícios ( $N_o$ )

Serão adotados furos com geometria quadrada de lado ( $l$ ) = 0,1m

$$A_{\text{individual}} = l * l = 0,1\text{m} \times 0,1 \text{ m} = 0,01\text{m}^2 \quad (78)$$

$$N_{\text{orifícios}} = \frac{A_{\text{furos}}}{A_{\text{individual}}} = \frac{3,49 \text{ m}^2}{0,01\text{m}^2} = 349 \text{ orifícios} \quad (79)$$

### 5.6.5.3 Área individual de influência de cada orifício ( $A_{\text{ind.inf}}$ )

$$A_{\text{ind.inf}} = \frac{B * H}{N_{\text{orifícios}}} = \frac{12,30\text{m} \times 4,5\text{m}}{349} = 0,158\text{m}^2 \quad (80)$$

$$A_{\text{ind.inf}} = L^2 \quad 0,158 \text{ m}^2 = L^2 \quad L = \sqrt{0,158} \quad L = 0,397\text{m} \quad (81)$$

A velocidade nos orifícios deve ser inferior a 0,30m/s. Preferencialmente igual ou inferior a 0,25m/s (RICHTER 2009).

### 5.6.5.4 Números de fileiras horizontais e verticais

$$N^{\circ} \text{ fileiras horizontais} = \frac{B}{L} = \frac{12,3\text{m}}{0,397\text{m}} = 30,98 \approx 31 \text{ (adotado)} \quad (82)$$

$$N^{\circ} \text{ fileiras verticais} = \frac{H}{L} = \frac{4,5\text{m}}{0,397\text{m}} = 11,33 \approx 12 \text{ (adotado)} \quad (83)$$

$L$  = Largura individual de influencia de cada furo(m)

Portanto, serão adotadas 31 fileiras horizontais e 12 verticais, totalizando 372 orifícios.

### 5.6.5.5 Velocidade de escoamento nos orifícios ( $O_{\text{orifícios}}$ )

$$A_{\text{orifícios}} = N_o * A_{\text{individual}} = 372 * 0,01\text{m}^2 = 3,72\text{m}^2 \quad (84)$$

$$V_{\text{orificios}} = \frac{Q_{\text{dec}}}{A_{\text{orificios}}} = \frac{0,349\text{m}^3/\text{s}}{3,72\text{ m}^2} = 0,093\text{m/s} \quad (85)$$

#### 5.6.5.6 Espaçamento entre os orifícios

$$\text{Espaçamento}_{\text{Vertical}} = \frac{H}{N^{\circ} \text{fileiras verticais}} = \frac{4,5\text{m}}{12} = 0,375\text{m} \quad (86)$$

$$\text{Espaçamento}_{\text{Horizontal}} = \frac{B}{N^{\circ} \text{fileiras horizontais}} = \frac{12,30\text{m}}{31} \quad (87)$$

$$\text{Espaçamento}_{\text{Horizontal}} = 0,39\text{m}$$

A distância dos espaçamentos entre os orifícios está de acordo com a NBR 12216, pois a recomendação quanto a distância entre os mesmos deve ser igual ou inferior a 0,50 m;

#### 5.6.5.7 Distância da cortina a comporta de entrada ( $D_c$ )

$$D_c = 1,5 * H * \frac{A_{\text{orificios}}}{A_T} \quad D_c = 1,5 * 4,5\text{m} * \frac{3,72\text{ m}^2}{55,35\text{ m}} \quad (88)$$

$$D_c = 0,453\text{ m}$$

Onde:

$A_T$ =Área transversal do decantador

$$A_T = B * H = 12,30 * 4,5\text{m} = 55,35\text{m} \quad (89)$$

Como a distância calculada é muito pequena, segundo (RICHTER, 2009) a cortina deve estar a uma distância da entrada suficiente para equalizar a distribuição de fluxo. Como regra geral essa distância não pode ser inferior a 1,50 m.

Logo adotamos  $D_c = 1,50\text{ m}$

### 5.6.5.8 Gradiente de velocidade

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * V * J}{\mu}}$$

- **Diâmetro hidráulico**

$$R_h = \frac{B * h}{2 * (B + h)} = R_h = \frac{0,1m * 0,1m}{2 * (0,1m + 0,1m)} = 0,025m \quad (90)$$

$$D_h = 4 * R_h \quad D_h = 4 * 0,025m = 0,1m \quad (91)$$

$$R_e = \frac{V_{orificios} * D_h}{\nu} = R_e = \frac{0,093m * 0,1m}{10^{-6}} = 9300 \quad (92)$$

O material adotado para a construção da cortina escolhido é a madeira  $\epsilon = 0,5mm$  (rugosidade absoluta), logo:

- **Fator de atrito:**

$$f = \frac{0,25}{\left[ \log \left( \frac{\epsilon}{3,7D_h} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2} \quad f = \frac{0,25}{\left[ \log \left( \frac{0,0005m}{3,7 * 0,1m} + \frac{5,74}{9300^{0,9}} \right) \right]^2} \quad (93)$$

$$f = 0,0387$$

- **Perda de carga:**

$$J = \frac{f * V^2}{D_h * 2g} \quad J = \frac{0,0387 * (0,093m/s)^2}{0,1m * 2 * 9,81m/s^2} = 1,70 * 10^{-4}m/m \quad (94)$$

- **Gradiente de Velocidade:**

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * V * J}{\mu}} \quad G = \sqrt{\frac{\frac{9779N}{m^3} * 0,093 \frac{m}{s} * 1,70 * 10^{-4} \frac{m}{m}}{0,894 * 10^{-3} N \cdot \frac{s}{m^2}}} \quad (95)$$

$$G = 13,15 s^{-1}$$

Onde,  $\gamma = 9779 N \cdot m^{-3}$  e  $\mu = 0,894 * 10^{-3} N \cdot s/m^2$

Como o gradiente de velocidade nos orifícios é menor que na última câmara de floculação e nas comportas, evitando assim a ruptura do floco, a cortina está dimensionada de acordo com a NBR 12216.

### 5.6.6 Tempo de descarga do fundo ( $T_d$ )

#### 5.6.6.1 Área do tubo de descarga

Para calcular a área do tubo de descarga admite-se a área de um Cilindro ( $A_o$ ):

Adotamos o diâmetro do cilindro  $D = 300$  mm e uma inclinação mínima de 5% em direção ao tubo de descarga.

$$A_o = \frac{\pi * D^2}{4} \quad A_o = \frac{3,14 * (0,30m)^2}{4} = 0,071m^2 \quad (96)$$

$$T_d = \frac{2 * A_{dec} * H^{0,5}}{C_d * A_o * (2g)^{0,5}} \quad T_d = \frac{2 * 754,08 m^2 * (4,5m)^{0,5}}{0,61 * 0,071m^2 * (2 * 9,81 m/s^2)^{0,5}} \quad (97)$$

$$T_d = 16676,92 s = 4,63h$$

Onde :

$C_d$  = coeficiente de descarga = 0,61 (AZEVEDO NETTO, 1998)

A NBR 12216 preconiza que para decantadores de remoção manual de lodo deve ser provido de descarga de fundo, dimensionada para esvaziamento no tempo máximo de 6 horas.

### 5.6.7 Dimensionamentos de calhas coletoras de água decantada

#### 5.6.7.1 Vazão nas calhas de coleta de água decantada

A vazão nas calhas de coleta de água pode ser estimada como:

$$Q = 1,38 * b * h^{1,5} \quad (98)$$

A vazão nas calhas de coleta de água decantada (l/s/m)

$$q_l \leq 0,018 * H * q \quad q_l \leq 0,018 * 4,5 * 40 \quad q_l \leq 3,24 l/s.m \quad (99)$$



Onde :

ql= vazão linear nas calhas de coleta de água decantada

Como não foi possível proceder a ensaios de laboratório adota-se a vazão nos vertedores ou nos tubos perfurados de coleta deve ser igual ou inferior a 1,80 l/s.m (NBR 12216/1992).

#### 5.6.7.2 Comprimento da calha( $L_{calha}$ )

Admitindo que o comprimento da calha de coleta de água decantada não exceda 20% do comprimento do decantador.

$$L_{calha} = L_{dec} * 20\% = 61,50m * 0,20 = 12,3m \quad (100)$$

#### 5.6.7.3 Comprimento do vertedor ( $L_v$ )

ql= 1,80 L/s.m(adotado)

$$ql = \frac{Q_{dec}}{L_v} = L_v = \frac{Q_{dec}}{ql} = \frac{0,349m^3/s * \frac{1000l}{1m^3}}{1,80l/s * m} = 193,9m \quad (101)$$

- Número de calhas

$$N_{calhas} = \frac{L_v}{2 * L_{calhas}} = \frac{193,9m}{2 * 12,3m} = 7,88 \approx 8 \text{ calhas} \quad (102)$$

Recalculando o comprimento do vertedor e a vazão nas calhas

$$L_v = N * 2 * L_{calhas} = 8 * 2 * 12,30 = 196,8 m \quad (103)$$

$$ql = \frac{Q_{dec}}{L_v} = \frac{349l/s}{196,8m} = 1,77l/s.m \quad (104)$$

#### 5.6.7.4 Altura de lamina de água(h)

Adotando-se uma calha do tipo retangular com descarga livre e com largura igual a 0,40m. Logo a altura de água é calculada por:

$$Q = 1,38 * b * h^{1,5} = \frac{Q_{dec}}{n^{\circ}_{calhas}} = 1,38 * b * h^{1,5} \quad (105)$$

$$\frac{0,349 \frac{m^3}{s}}{8} = 1,38 * 0,40m * h^{1,5} \quad h^{1,5} = \frac{0,043}{0,552m} \quad h = 0,18m$$

Considerando uma folga (segurança) de 0,10 m no valor de h, Temos:

$$h_T = h + 0,10m = 0,18m + 0,10m = 0,28m \quad (106)$$

#### 5.6.7.5 Espaçamento entre as calhas

$$E_{calhas} = \left( \frac{B}{N^{\circ} \text{ de calhas}} \right) - b \quad E_{calhas} = \left( \frac{12,30m}{8} \right) - 0,40m \quad (107)$$

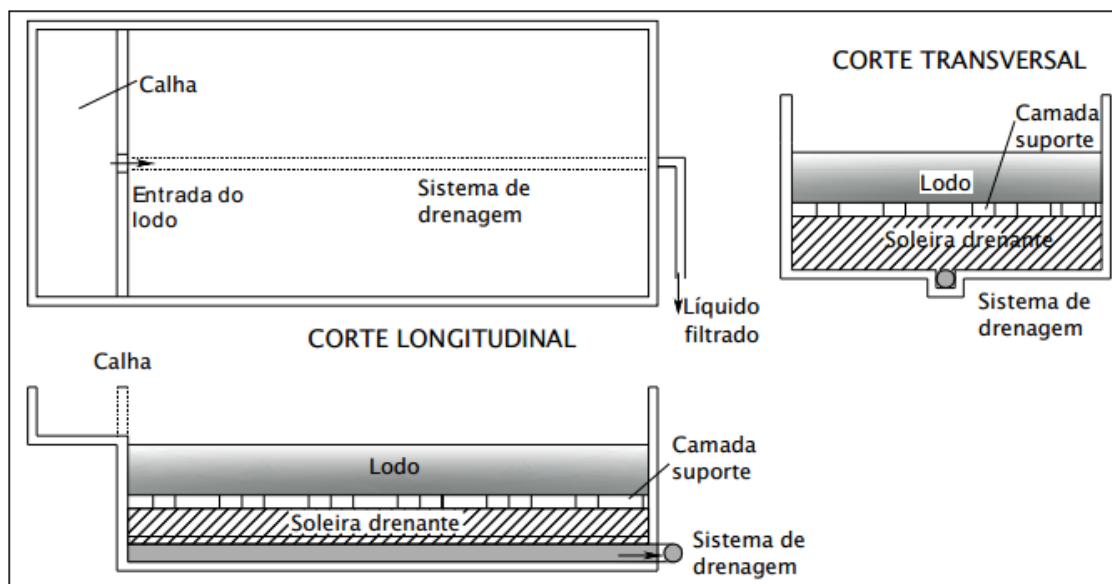
$$E_{calhas} = 1,13m$$

#### 5.6.8 Lodo do decantador

O lodo gerado no decantador juntamente com o lodo do sedimentador de água de lavagem dos filtros deverá ser tratado através da técnica mais adequada, que seria adensamento seguido de leito de secagem ou drenagem, uma vez que as outras técnicas como recuperação de coagulante tornam-se inviável economicamente.

Porém não será possível o dimensionamento dessa unidade de tratamento, pois para proceder ao mesmo faz-se necessário o cálculo da produção de lodo diária que é obtida através de ensaios de laboratório ou a utilização de métodos que empregam equações empíricas que se tornam fidedignas quando realizados os ensaios para determinar, por exemplo: a dosagem dos sais de alumínio utilizado na coagulação e a concentração de sólidos suspensos presentes na água bruta.

Figura 6 - Desenho esquemático de leito de secagem



Fonte: NBR 12209/1990

## 5.7 CANAL DE ÁGUA DECANTADA

O canal de água decantada será dimensionado de forma similar ao canal de água coagulada, e consideraremos que:

- ✓ O concreto será o material utilizado para a construção do canal de água decantada, e seu coeficiente de rugosidade  $n$  é igual a 0,013.
- ✓ Profundidade da lamina de água no canal  $h = 1,5$  m

### 5.7.1 Profundidade real do canal de água decantada

Considerando 25% de borda de segurança da altura  $h$ , temos que:

$$h_{\text{total}} = h + 25\% * h \quad h_{\text{total}} = 1,5 \text{ m} + 0,25 * 1,50 \text{ m} \quad (108)$$

$$h_{\text{total}} = 1,875 \text{ m} \approx 1,90 \text{ m}$$

**5.7.2 Adotando-se a largura do canal  $B = 0,70$  m e comprimento  $L = 24,6$  m ( $L_{\text{dec}}$ ), temos  $V_2$**

Utilizando a equação da continuidade determinamos a velocidade no interior do canal ( $V_2$ ):

$$Q_1 = Q_2 \quad A_1 * V_1 = A_2 * V_2 \quad 1,396 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = (0,70\text{m} * 1,50\text{m}) * V_2 \quad (109)$$

$$V_2 = \frac{1,396 \text{m}^3/\text{s}}{(0,70\text{m} * 1,50\text{m})} \quad V_2 = 1,33 \text{ m/s}$$

### 5.7.3 Tempo de detenção no interior do canal de água decantada ( $\text{TDH}_{\text{canal}}$ )

$$\text{TDH}_{\text{canal}} = \frac{V_{\text{canal}}}{Q} = \frac{B * h * l}{Q} \quad (110)$$

$$\text{TDH}_{\text{canal}} = \frac{0,70\text{m} * 1,50\text{m} * 24,6\text{m}}{1,396 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} \quad \text{TDH}_{\text{canal}} = 18,50 \text{ s}^{-1}$$

### 5.7.4 Raio hidráulico

$$R_H = \frac{B * h}{(B + 2 * h)} \quad R_H = \frac{0,70 \text{ m} * 1,50 \text{ m}}{(0,70 \text{ m} + 2 * 1,50\text{m})} \quad R_H = 0,283\text{m} \quad (111)$$

### 5.7.5 Perda de carga unitária

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_H^{\frac{2}{3}} * J^{\frac{1}{2}} \quad J = \left[ \frac{Q * n}{A * R_H^{\frac{2}{3}}} \right]^2 \quad J = \left[ \frac{Q * n}{(B * H) * R_H^{\frac{2}{3}}} \right]^2 \quad (112)$$

$$J = \left[ \frac{1,396 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} * 0,013}{(0,70\text{m} * 1,50\text{m}) * (0,283\text{m})^{\frac{2}{3}}} \right]^2 \quad J = 1,60 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$

### 5.7.6 Gradiente de velocidade

$$G_m = \sqrt{\frac{\gamma * V * J}{\mu}} \quad (113)$$

$$G_m = \sqrt{\frac{9779 \frac{N}{m^3} * 1,33 \frac{m}{s} * \frac{1,60 \times 10^{-3} m}{m}}{0,894 * 10^{-3} \text{ N.s. m}^{-2}}} \quad G_m = 152,56 \text{ s}^{-1}$$

## 5.8 FILTRO RÁPIDO DE FLUXO DESCENDENTE DE CAMADAS SIMPLES

Dados:

- ✓ Fluxo descendente
- ✓ Camada simples ( areia e camada de seixos)
- ✓ Taxa de filtração: 180m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>dia (NBR 12216/1992)

O filtro de camada simples foi adotado devido vários fatores: simplicidade na operação, baixo custo do material que compõe o leito filtrante, maior eficiência em remoção de microrganismos e também como mostra os trabalhos de diversos autores, (AMIRTHARAJAH, A., 1978; ABREU, S. B., et. al., 2009; RICHTER, C. A. et.al., 2000 e Di BERNARDO, L., et. al., 2005), que apontam, quando fixa-se uma mesma taxa de filtração para os filtros de camada simples e camada dupla, a carreira de filtração obtida para a camada dupla é, necessariamente cerca de 1,5 a 2 vezes maior do que a carreira de filtração para a camada simples.

### 5.8.1 Área total de filtração (A<sub>tf</sub>)

Sabe-se que a vazão diária da ETA é igual a Q=120652,88m<sup>3</sup>/dia

$$A_{tf} = \frac{Q}{T_f} = \frac{120652,88 \text{ m}^3/\text{dia}}{180 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ dia}} = 670,30 \text{ m}^2 \quad (114)$$

### 5.8.2 Número de unidades de filtração e da área de cada unidade

Geralmente, os filtros simples tem uma área inferior a 70m<sup>2</sup>, logo foram adotados 10 unidades de filtração.

- Numero de unidades de filtração ( $N_f$ ) = 10
- Área de cada unidade de filtração ( $A_f$ )

$$A_f = \frac{A_f}{N_f} = \frac{670,30\text{m}^3}{10} = 67,03\text{m}^2 \quad (115)$$

Considerando os aspectos construtivos das unidades que antecedem os filtros adotamos uma largura  $B= 4,92$  m (retangular)

$$A_f = B * L = 67,03\text{m}^2 = 4,92\text{m} * L \quad L = \frac{67,03\text{m}^2}{4,92\text{m}} \quad (116)$$

$$L = 13,62\text{m} \approx 13,65\text{m}$$

### 5.8.3 Vazão afluente de cada unidade de filtração ( $Q_{\text{unid}}$ )

$$Q = \frac{Q_t}{N_{\text{filtros}}} = \frac{1,396\text{m}^3/\text{s}}{10} = 0,1396\text{m}^3/\text{s} \quad (117)$$

### 5.8.4 Fundo dos filtros

Serão utilizadas vigas perfuradas tipo californianas (vigas em forma de V invertido) que apresentam orifícios de 12,7 e 25,4 mm (1/2" e 1"), espaçados de 10 a 30cm, com enchimento de argamassa (LIBÂNIO,2008).Esse sistema possibilita a destruição uniforme água filtrada e da água de lavagem.

O fundo falso (camada de pedregulho) do filtro tem espessura de 0,5m (adotado).

### 5.8.5 Dimensões do filtro em corte

Para calcular a altura total do filtro ( $H_{\text{total}}$ ) do filtro levamos em consideração (Pádua, 2012).

- Altura do fundo falso ou camada de suporte ( $H_{ff}$ ): 0,50m
- Altura do leito filtrante ( $H_{lf}$ ):

$$H_{lf} = H_{areia} + H_{suporte} = 0,80m + 0,50m \quad H_{lf} = 1,30m \quad (118)$$

- Altura de água sobre o leito filtrante ( $H_{slf}$ ): 1,40m
- Altura adicional ( $H_a$ ): 0,40 m (maior quanto menor o número de filtros).

Logo a altura total será igual:

$$H_{total} = H_{ff} + H_{lf} + H_{slf} + H_a \quad (119)$$

$$H_{total} = 0,50m + 1,30m + 1,40m + 0,40m \quad H_{total} = 3,6m$$

### 5.8.6 Especificações da camada de areia e da camada de suporte

✓ **Areia (A temperatura de 20°C)**

Espessura da camada = 0,80 m

Diâmetro do grão menor = 0,50 m

Diâmetro do grão maior = 1,68 m

Diâmetro médio = 1,09 m

Coefficiente de uniformidade = 1,5

Porosidade = 0,45

Coefficiente de esfericidade = 0,75

✓ **Camada de Suporte (Vigas californianas)**

A camada de suporte (pedregulho) geralmente é formada por 5 subcamadas, como segue a Tabela 5.

Tabela 5 - Composição da camada suporte para vigas californianas

Subcamada	Tamanhos dos grãos (mm)	Espessura (cm)
1	1,7 a 3,2	7,5
2	3,2 a 6,4	7,5
3	6,4 a 12,7	10
4	12,7 a 25,4	10
5	25,4 a 50	15

Fonte: Adaptado de Di Bernardo (2003)

### 5.8.7 Expansão do leito filtrante

Para que a realização lavagem dos filtros seja realizada de forma correta e eficiente deve-se conseguir de acordo com a NBR 12216 que a vazão de água de lavagem em contracorrente deve promover a expansão do leito filtrante de 20% a 30%.

O cálculo da expansão do leito filtrante é facilmente realizado a partir dos elementos que se dispõe a seguir (RICHTER 2009).

#### 5.8.7.1 Número de Galileu ( $G_a$ ):

$$G_a = \frac{g * (\rho_s - 1) * d^3}{\nu} \quad (120)$$

$$G_a = \frac{9,81 * (2,65 - 1) * (0,75 * 10^{-3})^3}{(1,01 * 10^{-6})^2} \quad G_a = 6694,12$$

Onde:

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

$\rho_s$  = densidade relativa da partícula constituinte do leito filtrante = 2,65

$d$  = diâmetro da peneira que deixa passar 60% dos grãos do leito filtrante = 0,75 mm

$\nu$  = viscosidade cinemática da água = 1,01x10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s

Logo:

#### 5.8.7.2 Número de Reynolds ( $R_e$ ):

$$R_e = \alpha * G_a^m$$

Segundo dados experimentais obtidos por (Cleasby 1975) para areia os coeficientes  $\alpha = 0,5321$ ;  $m=0,5554$ .

Logo:

$$R_e = \alpha * G_a^m \quad R_e = 0,5321 * 6694,12^{0,5554} \quad R_e = 70,92 \quad (121)$$

#### 5.8.7.3 Velocidade de sedimentação ( $V_s$ ) e da constante $k$



$$V_s = \frac{V * R_e}{d} \quad V_s = \frac{1,01 * 10^{-6} \text{m}^2/\text{s} * 70,92}{0,75 * 10^{-3} \text{m}} \quad V_s = 0,095 \text{m/s} \quad (122)$$

$$K = \beta * R_e^\theta$$

Segundo (RICHTER E AZEVEDO NETTO, 2007) valores determinados experimentalmente para areia são:  $\beta = 0,1254$  e  $\theta = 0,1947$ .

$$K = \beta * R_e^\theta \quad K = 0,1254 * 70,92^{0,1947} \quad K = 0,287 \quad (123)$$

#### 5.8.7.4 Porosidade expandida ( $E_e$ )

$$E_e = \left(\frac{v}{V_s}\right)^k \quad E_e = \left(\frac{0,0117 \text{ m/s}}{0,095 \text{ m/s}}\right)^{0,287} \quad E_e = 0,548 \quad (124)$$

Onde:

$v$  = velocidade de lavagem do filtro = 70 cm/min  $\approx$  0,0117 m/s (adotado)

#### 8.7.5 Expansão do Leito filtrante ( $E_x$ )

Considerando uma porosidade inicial do leito filtrante ( $E_o$ ) = 0,45

$$E_x = \frac{1 - E_o}{1 - E_e} \quad E_x = \frac{1 - 0,45}{1 - 0,548} \quad (125)$$

$$E_x = 1,23 \text{ ou seja, uma expansão de 23\%}$$

Como o filtro possui fluxo descendente a lavagem será realizada contracorrente. A vazão de água de lavagem em contracorrente deve promover a expansão do leito filtrante de 20% a 30% (NBR 12216/1992).

### 5.8.8 Lavagem dos filtros

#### 5.8.8.1 Vazão da água de lavagem( $Q_l$ )

Considerando a velocidade ascensional ( $V_a$ ): 0,80 m/min  $\approx$  0,013m/s

$$Q_l = V_a * A_f = 0,013 \text{m/s} * 67,03 \text{m}^2 \quad Q_l = 0,87 \text{ m}^3/\text{s} \quad (126)$$

### 5.8.8.2 Volume da água de lavagem do filtro ( $V_{lf}$ )

Para determinar o volume gasto para lavar cada filtro é necessário considerar o tempo de lavagem ( $T_l$ ) do filtro que tem uma duração de no mínimo 10 minutos segundo NBR 12216/1992.

$$V_{lf} = Q_i * T_l \quad V_{lf} = 0,87 \frac{m^3}{s} * 10 \text{ min} * \frac{60s}{1\text{min}} \quad V_{lf} = 522m^3 \quad (127)$$

Segundo a NBR 12216, o volume do reservatório ( $V_r$ ) de água para lavagem dos filtros deve possuir volume suficiente para proceder à lavagem de pelo ao menos dois filtros.

$$V_r = 2 * V_{lf} \quad V_r = 2 * 522m^3 \quad V_r = 1044 m^3 \quad (128)$$

### 5.8.8.3 Dimensionamento da tubulação da água de lavagem ( $\phi_{Al}$ )

$$Q_l = V * \frac{\pi \phi^2}{4} \quad \phi = \sqrt{\frac{4 * Q_l}{\pi * V}} \quad \phi = \sqrt{\frac{4 * 0,87 \frac{m^3}{s}}{\pi * \frac{2,5m}{s}}} \quad (129)$$

$$\phi = 0,665 \text{ m } \phi = 700\text{mm (adotado)}$$

Onde:

$V$  = velocidade da água = 2,5m/s (adotado)

### 5.8.8.4 Dimensionamento das calhas coletoras de Água de lavagem

De acordo com a NBR 12216 as calhas de coleta de água de lavagem devem ter o fundo localizado acima e próximo do leito filtrante expandido, ou seja, a altura da calha em relação ao meio filtrante deve ser acima da expansão do leito para que não venha a ocorrer arraste no meio filtrante.

✓ Altura da calha ( $H_c$ )

$$H_c = H_{areia} * E_x \quad H_c = 0,80m * 0,23 \quad H_c = 0,184m \approx 0,19m \quad (130)$$

Logo a distância da altura do fundo da calha de coleta em relação ao meio filtrante será de 0,35m, com uma folga de 0,16 m.

As calhas para receber a água de lavagem devem ter espaçamento máximo de 2,10m entre bordas e de 1,05m entre as bordas das calhas externas e das paredes do filtro (RICHTER E AZEVEDO NETTO, 2007).

✓ Vazão em cada calha ( $Q_{calha}$ )

Adotando 2 calhas, temos:

$$Q_{calha} = \frac{Q_1}{n^{\circ}_{calhas}} = \frac{0,87 \text{ m}^3/\text{s}}{2} \quad Q_{calha} = 0,435 \text{ m}^3/\text{s} \quad (131)$$

Admitindo que a calha tenha a secção transversal retangular com descarga livre, que é dada pela fórmula:

$$Q_c = 1,38 * B_c * H_c^{1,5}$$

Onde:

$B_c$ = largura da calha = 0,40(adotado)

$H_c$ =altura da calha

Utilizando essa fórmula a altura será:

$$Q_c = 1,38 * B_c * H_c^{\frac{3}{2}} \quad H_c = \left( \frac{Q_c}{1,38 * B_c} \right)^{\frac{2}{3}} \quad H_c = \left( \frac{0,435 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1,38 * 0,40\text{m}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (132)$$

$$H_c = 0,70 \text{ m}$$

Considerando uma folga de 0,15 m temos que a altura da borda da calha de 0,85m.

### 5.8.9 Bombas de recalque para o reservatório de água de lavagem dos filtros

A lavagem dos filtros será realizada por gravidade apenas com água, de tal forma que a água tratada é bombeada até um reservatório de água de lavagem dos filtros. O fundo do reservatório deve está em uma cota que permita a lavagem do filtro situado na cota mais desfavorável possível, ou seja, em cota mais

elevada que é a das calhas coletoras de água de lavagem dos filtros. Na maioria dos casos, esse reservatório é construído sobre à casa de química ou qualquer outra instalação que possibilite a lavagem dos filtros por gravidade.

✓ Critérios de funcionamento:

Segundo dados tabelados por (RICHTER E AZEVEDO NETTO, 2007), para Bombas de água de lavagem com 10 filtros teremos que:

- Distribuição teórica para lavagem em 24 h = 2,4 h
- Frequência de lavagem a prever de 1h e 20 mim
- Tempo de recalque de 1h e 12 min
- Também recomenda que para estações de médio porte possam ser previstas três bombas, sendo uma de reserva.

### 5.8.10 Equipamento de controle dos filtros

O equipamento de controle será uma comporta do tipo guilhotina de secção retangular de descarga livre, instalado sobre uma base de concreto para melhor distribuir á água no interior do filtro.

✓ Coeficiente de descarga ( $C_d$ )

Coeficiente de descarga é dado pela seguinte formula:

$$C_d = 0,611 * \left( \frac{y - B}{y + 15 * B} \right)^{0,072} \quad (133)$$

$$C_d = 0,611 * \left( \frac{1,0m - 0,5m}{1,0m + 15 * 0,5m} \right)^{0,072} \quad C_d = 0,498 \approx 0,50m$$

Onde:

y = Altura de água acima do fundo da comporta = 1,0 m

B = Altura da comporta = 0,50m (adotado)

✓ Vazão Unitária (q)

$$q = C_d * B * (2 * g * y)^{0,5} \quad (134)$$

$$q = 0,50m * 0,50m * (2 * 9,81m/s^2 * 1,0m)^{0,5} \quad q = 1,10m^3/s$$

✓ Largura da comporta ( $L_c$ )

Sabemos que a vazão a ser filtrada por cada filtro é de  $Q_{\text{unid}} = 0,1396\text{m}^3/\text{s}$ , logo:

$$Q_{\text{unid}} = q * L_c \quad L_c = \frac{Q_{\text{unid}}}{q} \quad L_c = \frac{0,1396\text{m}^3/\text{s}}{1,10\text{m}^3/\text{s}} \quad (135)$$

$$L_c = 0,126\text{m}$$

Em consideração aos aspectos construtivos da ETA adotamos uma largura para a comporta de 0,40m e a vazão será controlada de acordo com a altura da comporta, que será acionada através de chave tipo porta. Logo as dimensões  $B = 0,50$  e  $L_c = 0,40\text{m}$ .

### 5.8.11 Perda de carga na tubulação de lavagem dos filtros ( $H_{f_{\text{tubulação}}}$ )

Para fixar a cota do reservatório de água para lavagem dos filtros que permita a lavagem dos filtros por gravidade é necessário calcular as perdas de carga existentes no processo.

✓ **Perda de carga continua ( $H_{f_{\text{cont.}}}$ )**

Utilizando a equação de Hazen-Williams, temos que:

$$J = 10,65 * \frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

Onde:

$J$  = Perda de carga unitária (m/m)

$Q$  = vazão em ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$C$  = coeficiente de Hazen-Williams ,  $C=90$  (Aço soldado)

$D$  = diâmetro da tubulação (m)  $D= 700 \text{ mm} = 0,7\text{m}$

$$H_{f_{\text{cont.}}} = 10,65 * \frac{Q^{1,85} * L}{C^{1,85} * D^{4,87}} \quad (136)$$

$$H_{f_{\text{cont.}}} = 10,65 * \frac{(0,87\text{m}^3/\text{s})^{1,85} * 108,8 \text{ m}}{(90)^{1,85} * (0,700\text{m})^{4,87}} \quad H_{f_{\text{cont.}}} = 1,23\text{m}$$

Onde:

L= distância do filtro mais distante = 108,8 m

✓ **Perda de carga singular ( $H_{f_{\text{sing.}}}$ )**

Assim como adotamos três bombas sendo uma de reserva, adotaremos duas tubulações de 350 mm responsáveis por levar a água de lavagem dos filtros. Todas as perdas de carga singulares são do diâmetro de 350 mm.

Tabela 6 - Comprimento equivalente das perdas de carga localizadas

Diâmetro (mm)	Tipo de Peça	Comprimento equivalente ( $L_{\text{eq}}$ )	Quantidade de peças	Total
350	Entrada normal	6,2	2	12,4
350	Cotovelo de 90°	7,3	2	14,6
350	Curva de 90° raio longa	4,4	2	8,8
350	Válvula de gaveta	2,4	2	4,8
350	Saída de canalização	11	2	22
			Total	62,6

$$H_{f_{\text{sing.}}} = 10,65 * \frac{Q^{1,85} * L}{C^{1,85} * D^{4,87}} \quad (137)$$

$$H_{f_{\text{sing.}}} = 10,65 * \frac{(0,87\text{m}^3/\text{s})^{1,85} * 62,6 \text{ m}}{(90)^{1,85} * (2 * 0,350\text{m})^{4,87}} \quad H_{f_{\text{sing.}}} = 0,71 \text{ m}$$

Logo, a Perda de carga total na tubulação será:

$$H_{f_{\text{tubulação}}} = H_{f_{\text{cont.}}} + H_{f_{\text{sing.}}} \quad H_{f_{\text{tubulação}}} = 1,23\text{m} + 0,71 \text{ m} \quad (138)$$

$$H_{f_{\text{tubulação}}} = 1,94\text{m}$$

Segundo Richter e Azevedo Netto, (2007) as demais perdas de carga podem ser calculadas da seguinte maneira:

#### 5.8.12 Perda de carga total na camada suporte ( $H_{f_{\text{suporte}}}$ )

$V_a$ =Velocidade ascensional (m/min) = 0,013m/s = 0,78 m/min

H =Altura da camada de pedregulho (m)

$$H_{f_{\text{suporte}}} = \frac{V_a * H_p}{3} \quad H_{f_{\text{suporte}}} = \frac{0,78\text{m/min} * 0,50\text{m}}{3} \quad (139)$$

$$H_{f_{\text{suporte}}} = 0,13 \text{ m}$$

#### 5.8.13 Perda de carga total na camada de areia ( $H_{f_{\text{areia}}}$ )

$$H_{f_{\text{areia}}} = 0,9 * l \quad H_{f_{\text{areia}}} = 0,9 * 0,80\text{m} \quad (140)$$

$$H_{f_{\text{areia}}} = 0,72\text{m}$$

Onde:

l= altura da camada de areia (m) = 0,80 m

#### 5.8.14 Perda de carga no fundo do filtro ( $H_{f_{\text{fundo}}}$ ).

Segundo RICHTER e AZEVEDO NETO (2009) a perda de carga do fundo dos filtros (fundo falso) é um dado fornecido pelo fabricante do sistema de canalização perfurada (vigas perfuradas tipo californianas), normalmente é utilizado 1,5m.

Logo, a diferença de cota das calhas coletoras de água de lavagem dos filtros ao fundo do reservatório ( $\Delta H$ ).

$$\Delta H = H_{f_{\text{cont.}}} + H_{f_{\text{sing.}}} + H_{f_{\text{suporte}}} + H_{f_{\text{areia}}} + H_{f_{\text{fundo}}} \quad (141)$$

$$\Delta H = 1,23\text{m} + 0,71 \text{ m} + 0,13\text{m} + 0,72 + 1,5\text{m} \quad \Delta H = 4,29\text{m}$$

### 5.8.15 Altura do reservatório de água para lavagem

A altura mínima para que se proceda a lavagem do filtro por gravidade é de 4,29m acima da cota das calhas coletoras de água de lavagem dos filtros. Para fins construtivos e de segurança admitimos uma folga na altura do reservatório, logo o mesmo será construído a 5,0 m .

### 5.8.16 Potencia da bomba (P<sub>B</sub>)

$$P_B = \frac{\gamma * Q * H_{man}}{75 \eta_B}$$

Onde:

P<sub>B</sub> é obtido em cv (cavalo-vapor)

$\gamma=1000 \text{ kgf/m}^3$  (peso específico da água).

$\eta_B$ = Rendimento de bombas = 0,80 (adotado)

H<sub>man</sub>= altura manométrica

$$H_{man} = Hf_{tubulação} + \Delta H \quad H_{man} = 1,94\text{m} + 5,0\text{m} \quad (142)$$

$$H_{man} = 6,94\text{m}$$

$\Delta H$  = diferença de cota das calhas coletoras de água de lavagem dos filtros ao fundo do reservatório.

Lembrado que serão utilizadas duas bombas.

$$P_B = \frac{\gamma * Q * H_{man}}{75 \eta_B} \quad P_B = \frac{1000 \text{ kgf/m}^3 * \frac{0,87\text{m}^3/\text{s}}{2} * 6,94\text{m}}{75 * 0,80} \quad (143)$$

$$P_B = 50 \text{ cv}$$



Logo serão necessárias três bombas (uma de reserva) de potência igual a 50 cv para recalcar a água de lavagem até o reservatório de água de lavagem dos filtros.

### 5.8.17 Dimensionamento do sedimentador (Decantador circular) para águas de lavagem de filtros (ALAF).

Adota-se o sedimentador para promover o reaproveitamento da água de lavagem dos filtros, sobre a qual se devem fazer as seguintes considerações:

- Teor de sólidos em suspensão de 0,05 a 0,5 %
- Volume é de 1 a 5% em relação ao volume total de água tratada
- A quantidade que deve-se recircular é equivalente a no máximo 10% da vazão da ETA
- Volume do Sedimentador ( $V_s$ )

$$V_s = V_M = Q_{\text{diária}} * 5\% \quad V_s = \frac{120652,88\text{m}^3}{\text{dia}} * 5\% \quad (144)$$

$$V_s = 6032,64 \text{ m}^3$$

Onde:

$V_M$ : Volume máximo de ALAF (5% de toda a água tratada);

$Q$  = Vazão total da ETA = 120652,88m<sup>3</sup>/dia

Admitindo uma Profundidade de  $H=5,0$  m, temos uma área de:

$$A = \frac{V}{H} = \frac{6032,64 \text{ m}^3}{5,0\text{m}} = 1206,52\text{m}^2 \quad (145)$$

Logo o diâmetro será igual a:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{H \times \pi}} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times 6032,64 \text{ m}^3}{5,0\text{m} \times \pi}} \quad D = 39,19 \text{ m} \quad (146)$$

- O volume de recirculação:

$$V_r = \frac{V_s}{(T_F - n)} \quad V_r = \frac{6032,64 \text{ m}^3}{(24 - 2)\text{h}} \quad V_r = 247,21\text{m}^3 \quad (147)$$

$V_r$  : Volume de recirculação,  $\text{m}^3/\text{h}$

$T_F$  : Funcionamento médio da ETA (24 horas/dia)

$n$  : tempo necessário para sedimentar 95% dos sólidos (adotado 2 horas).

Para que seja satisfeita a condição de no máximo 10% de volume de recirculação em relação à vazão média da ETA, tem-se a seguinte verificação:

$$V_r < V_R$$

$$V_R = 0,1 * Q_E \quad V_R = 0,1 * 5027,20\text{m}^3/\text{h} \quad V_R = 502,72 \text{ m}^3/\text{h} \quad (148)$$

Onde:

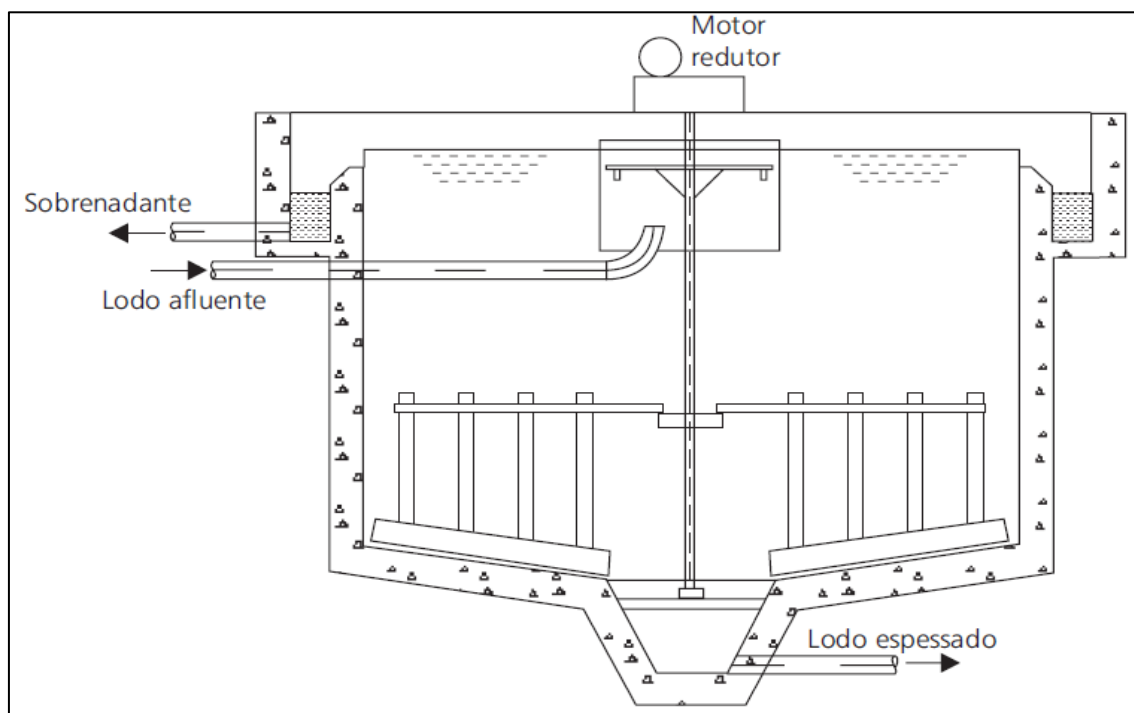
$V_R$ : Vazão máxima de recirculação;

$Q_E$ : Vazão média da ETA=  $5027,20 \text{ m}^3/\text{h}$

$$V_r < V_R \quad 247,21\text{m}^3/\text{h} < 502,72 \text{ m}^3/\text{h} \quad (149)$$

A condição  $V_r < V_R$ , foi satisfeita e o sistema de tratamento da ETA não será prejudicado pela recirculação da água de lavagem dos filtros, fator esse que é importante não só do ponto de vista econômico (evitando o recalque de água bruta principalmente em regiões que possui custo elevado de energia) como ambiental (regiões onde existe escassez de água).

Figura 7 - Desenho esquemático ilustrativo do espessador (sedimentador) de lodo por gravidade de formato circular



Fonte: Prosab, 1999.

## 5.9 CANAL DE ÁGUA FILTRADA

O canal de água filtrada é responsável por conduzir a mesma ao tanque de contato, logo as dimensões serão idênticas quanto à secção transversal ao escoamento, sendo que o comprimento sofrerá mudanças de um canal para outro devido à proximidade com o tanque de contato, ao canal de coagulada, e decantada, pois a vazão é igual em ambos. Serão utilizadas chicanas para evitar curtos circuitos e aumentar o tempo de contato da água dentro do tanque. Logo as dimensões para o canal 1 ( $L=24,6\text{m}$ ,  $B=0,70\text{m}$  e  $h=1,50\text{m}$ ), canal 2 ( $L=193,6\text{m}$ ,  $B=0,70\text{m}$  e  $h=1,50\text{m}$ ).

## 5.10 DESINFECÇÃO (Tanque de contato)

### 5.10.1 Parâmetros

$$Q = 1,396 \text{ m}^3/\text{s}$$

De acordo com a norma da ABNT NBR 12216/1992, temos que:

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

#### **Dosagem de cloro:**

- Mínima: 1 mg/L
- Media: 3 mg/L
- Máxima: 5 mg/L

Profundidade H= 4,0m

Tempo de contato ( $T_c$ )= 30min

#### **5.10.2 Dimensões do tanque de contato**

- **Volume**

$$V = Q * T_c = 1,396 \text{ m}^3/\text{s} * 30 \text{ min} * 60 \text{ s} = 2512,8 \text{ m}^3 \quad (150)$$

A portaria 2914/2011 preconiza que o tempo de contato varia com o pH, concentração e tipo de agente desinfectante. Como não temos o pH e a concentração do agente desinfectante o tanque de contato foi dimensionado para o tempo de contato de 30 minutos.

- **Área**

$$A = \frac{V}{H} = \frac{2512,8 \text{ m}^3}{4 \text{ m}} = A = 628,2 \text{ m}^2 \quad (151)$$

Residual de 0,2 mg/l no qualquer ponto do sistema de distribuição (reservatório e rede)

Admitindo-se uma relação entre o comprimento e a largura=  $L/B=3,5m$  tem-se:

$$A = B * L \quad A = B * 3,5 * B \quad A = 3,5B^2 \quad B^2 = \frac{A}{3,5} \quad (152)$$

$$B = \frac{628,2 \text{ m}^2}{3,5m} \quad B = 13,40m$$

$$\frac{L}{B} = 3,5m \quad L = 3,5m * B \quad L = 3,5 * 13,40m \quad (153)$$

$$L = 46,9m$$

### 5.10.3 Verificação das velocidades nas passagens

$$V = \frac{Q}{A_{\text{seção}}} = \frac{1,396 \text{ m}^3/\text{s}}{4,0m * 3,35m} = 0,10m/\text{s} \quad (154)$$

### 5.10.4 Consumo de cloro diário

$$M = Q_d * C \quad (155)$$

M = massa de cloro (Kg/dia)

$Q_d$  = vazão diária ( $\text{m}^3/\text{dia}$ )

C = concentração de cloro ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )

- **Para a dosagem mínima**

$$M_{\text{min}} = 120652,88\text{m}^3/\text{dia} * 0,001\text{Kg}/\text{m}^3 = 120,65\text{Kg}/\text{dia}$$

- **Para a dosagem média**

$$M_{\text{méd}} = 120652,88\text{m}^3/\text{dia} * 0,003\text{Kg}/\text{m}^3 = 361,95\text{Kg}/\text{dia}$$

- **Para a dosagem máxima**

$$M_{\text{máx}} = 120652,88\text{m}^3/\text{dia} * 0,005\text{Kg}/\text{m}^3 = 603,26\text{Kg}/\text{dia}$$

### 5.10.5 Dimensionamento do sistema de reservação

Deve ser levado em consideração, um sistema que tenha uma autonomia de no mínimo 30 dias. Logo a massa de cloro para esse período será de:

$$M_{\text{total}} = M_{\text{máx}} * 30 \text{ dias} = 603,26 \frac{\text{Kg}}{\text{dia}} * 30 \text{ dias} \quad (156)$$

$$M_{\text{total}} = 18097,8 \text{ Kg}$$

Devido o alto valor de cloro que será utilizado, deve-se adotar o cloro gasoso, sendo necessários 19 cilindros de 1 tonelada para um período de 30 dias.

## 5.11 CASA DE QUÍMICA

### 5.11.1 Utilização do sulfato de alumínio

Sulfato de Alumínio a 5 % (adotado)

#### Dosagem do Sulfato de Alumínio:

- Mínima: 20 mg/L
- Media: 40 mg/L
- Máxima: 60 mg/L

### 5.11.2 Consumo diário do sulfato de alumínio

$$M = Q_d * C \quad (157)$$

M= massa de Sulfato de Alumínio (Kg/dia)

$Q_d$ = vazão diária ( $\text{m}^3/\text{dia}$ )

C= Concentração de Sulfato de Alumínio ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )

- **Para a dosagem mínima**

$$M_{\text{min}} = 120652,88 \text{m}^3/\text{dia} * 0,02 \text{Kg}/\text{m}^3 = 2413,05 \text{ Kg}/\text{dia}$$

- **Para a dosagem média**

$$M_{\text{méd}} = 120652,88\text{m}^3/\text{dia} * 0,04\text{Kg}/\text{m}^3 = 4826,11 \text{ Kg}/\text{dia}$$

- **Para a dosagem máxima**

$$M_{\text{máx}} = 120652,88\text{m}^3/\text{dia} * 0,06\text{Kg}/\text{m}^3 = 7239,17 \text{ Kg}/\text{dia}$$

De acordo com a NBR 12216/1992 para os tanques de preparação e armazenamento da solução de sulfato de alumínio, o volume útil mínimo total corresponde a quantidade de sulfato de alumínio necessária para 12 horas de operação da ETA, e deve também ser necessário um número mínimo 2 tanques.

Logo:

$$M_{\text{total}} = M_{\text{máx}} * 0,5 \text{ dia} = 7239,17 \frac{\text{Kg}}{\text{dia}} * 0,5 \text{ dia} \quad (158)$$

$$M_{\text{total}} = 3619,58 \text{ Kg}$$

Sulfato de Alumínio a 5 % com concentração de 5% em peso

Massa específica da solução  $\rho_{\text{solução}}$ : 2710 kg/m<sup>3</sup>

$$C = \frac{M_{\text{produto}}}{M_{\text{solução}}} = 0,05 = \frac{3619,58 \text{ kg}}{M_{\text{solução}}} \quad M_{\text{solução}} = 72391,6 \text{ kg} \quad (159)$$

### 5.11.3 Dimensionamento do tanque para solução de sulfato de alumínio

- Volume

$$V = \frac{M_{\text{solução}}}{\rho_{\text{solução}}} = \frac{72391,6 \text{ kg}}{2710 \text{ kg}/\text{m}^3} = 26,71 \approx 27 \text{ m}^3 \quad (160)$$

Logo adotaremos um tanque em forma de cubo com Lado (L) = 3m

### 5.11.4 Dimensionamento do sistema de reservação

Deve ser levado em consideração, um sistema que tenha uma autonomia de no mínimo 15 dias. Logo a massa de Sulfato de Alumínio para esse período será de:

$$M_{\text{total}} = M_{\text{máx}} * 15 \text{ dias} = 72391,6 \text{ kg} * 15 \text{ dias} \quad (161)$$

$$M_{\text{total}} = 1085874 \text{ Kg}$$

Sulfato de Alumínio a 5 % com concentração de 5% em peso

Massa específica da solução  $\rho_{\text{solução}}$ : 2710 kg/m<sup>3</sup>

$$C = \frac{M_{\text{produto}}}{M_{\text{solução}}} = 0,05 = \frac{1085874 \text{ kg}}{M_{\text{solução}}} \quad (162)$$

$$M_{\text{solução}} = 21717480 \text{ kg}$$

Calculando o volume para os 15 dias, temos;

$$V = \frac{M_{\text{solução}}}{\rho_{\text{solução}}} = \frac{21717480 \text{ kg}}{2710 \text{ kg/m}^3} \quad V = 8013,83 \text{ m}^3 \quad (163)$$

Após o dimensionamento da ETA pode-se propor um esboço da planta baixa (Anexo A).



## 6. Conclusões

A partir da realização do estudo para concepção autossustentável de uma estação de tratamento de água para o município de Campina Grande-PB, pode-se concluir que a ETA proposta atenderá a demanda por 20 anos sem que suas unidades sejam subdimensionadas, e tem plena capacidade de entrar em funcionamento de acordo com as normas e com a boa prática de operação utilizando:

- Técnicas de tratamento de uma estação de tratamento de água de ciclo completo que geram o menor impacto ambiental com o menor custo possível sem comprometer os padrões de potabilidade.
- Técnicas de tratamento dos resíduos produzidos no decantador e durante as lavagens do filtro.
- Dimensionando as unidades de tratamento de resíduos gerados na ETA.
- Alternativas para minimizar as perdas de água em uma estação de tratamento de água de ciclo completo

A ETA apresentou todas as unidades hidráulicas para evitar o custo de energia. Procurou-se estabelecer a redução dos resíduos da ETA por meio do reaproveitamento da água de lavagem dos filtros através de um sedimentador que gera uma economia (recirculação para o início do tratamento) de 247,21m<sup>3</sup>/h de água, e do lodo dos decantadores sendo tratado em leitos de secagem. A implantação desta ETA proposta contribuirá com a distribuição de água dentro dos padrões de potabilidade e para sanar a deficiência existente no tratamento da água presente atualmente na cidade de Campina Grande.

Deseja-se que a ETA desempenhe de forma satisfatória o seu objetivo de produzir água em quantidade e com a qualidade de acordo com o padrão de potabilidade exigido atualmente.

## REFERÊNCIAS

ABREU, S.B; BRINK, FERREIRA, S.S.F. **Avaliação da altura de material filtrante no comportamento hidráulico de filtros rápidos de camada profunda no tratamento de água de abastecimento.**2009.

AMIRTHARAJAH, A., Optimum Backwashing of Sand Filters. **Journal of the Sanitary Engineering Division**, p. 917 – 932, 1978.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . **Projeto de Estações de tratamento de Esgoto Sanitário.** Rio de Janeiro: NBR 12209, 12p,1990.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público.** NBR-12216. Rio de Janeiro, RJ, 1992.

AZEVEDO NETTO, J. M. ; PARLATORE, A. C. ; ROSSIN, A. C. ; MANFRINI, C.; HESPANHOL, I.; CAMPOS, J. R. ; POVINELLI, J. ; YAGUINUMA, S. **Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água: Tratamento de Água** (Volume 2), 3<sup>a</sup> ed. São Paulo: Convênio CETESB/ASCETESB, 320 p, 1987.

AZEVEDO NETTO, J.M. e outros. **Manual de Hidráulica.** 8<sup>a</sup> ed., Edgard Blücher Ltda. , São Paulo, 1998.

AZEVEDO NETTO, J.M.,e outros .**Manual de Hidráulica**, . Edgard Blucher Ltda., São Paulo, 2000.

BEZERRA, N. R., DUTRA, P. M. Processo de Revisão do Padrão de Potabilidade de Água para Consumo Humano. **OPAS/OMS Brasil.** 2007. Disponível em: [http://www.paho.org/bra/index.php?option=com\\_content&view=article&id=1403&Itemid=1](http://www.paho.org/bra/index.php?option=com_content&view=article&id=1403&Itemid=1). Acesso em: 10 de junho de 2014.

BOTERO, W. G. **Caracterização De Lodo Gerado Em Estações De Tratamento De Água:** Perspectivas De Aplicação Agrícola. *Quim. Nova*, Vol. 32, N<sup>o</sup>. 8, 2018-2022, 2009.

CLEASBY, J.L., STANGEL , E. W ., e RICE, G. A. – “**Development in Backwashing of Granular Filters**” . ASCE. *Jorn. Environ. Engr. Div.* 101: EES 713-727, 1975.

CORDEIRO, J.S., CAMPOS, J. R., O impacto ambiental provocado pela indústria da água. **Revista de Saneamento Ambiental.** São Paulo,ed. n<sup>o</sup> 56 , p. 52-57, 1999.

DAE: **Revista quadrimestral da Sabesp.** Busca de consenso para viabilizar a melhoria da qualidade de água potável distribuída no Brasil: NOVA PORTARIA DE POTABILIDADE DE ÁGUA:. São Paulo: Ed. n<sup>o</sup> 189,76p. Maio/agosto 2012.

DI BERNARDO, L. **Algas e suas influências na qualidade das águas e nas tecnologias de tratamento**. Rio de Janeiro: ABES, 1995.

DI BERNARDO, L.; DI BERNARDO, A.; CENTURIONE, F., Paulo Luiz. **Ensaio de Tratabilidade de Água e dos Resíduos Gerados em Estações de Tratamento de Água**. 1ª. ed. São Carlos. RIMA, 2002.

DI BERNARDO, L et al. **Filtração direta descendente**. In:\_\_. Tratamento de água para abastecimento por filtração direta. Rio de Janeiro: ABES, 2003.

DI BERNARDO, L.; DANTAS, A.D.B. **Métodos e técnicas de tratamento de água**. São Carlos, RIMA, 2ed., 2.v,1565p, 2005.

DI BERNARDO, L.; DI BERNARDO, A. **Métodos e técnicas de tratamento de água**. São Carlos: RIMA, 792p, 2005.

DI BERNARDO, L.; PAZ, L. P. S. **Seleção de tecnologias de tratamento de água**. São Carlos: LDiBe, p. 868, 2010.

FERNANDES, A.N. **Balanço de massa e produção de lodo da Estação de Tratamento de Água Alto da Boa Vista - SABESP. Dissertação** (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Sanitária) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2002.

FERNANDES, I. P.; LOPES, N. M. S. ; SANTOS, T. M. ; **Análise Dos Processos De Uma Estação De Tratamento De Água(ETA): Um Estudo De Caso. REVISTA: INGEPRO - INOVAÇÃO GESTÃO E PRODUÇÃO**. Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2009.

FERREIRA FILHO, S. S.; ALÉM SOBRINHO, P. Considerações sobre o tratamento de despejos líquidos gerados em estações de tratamento de água. **Revista Engenharia Sanitária e Ambiental**. v.3, n.5, p.128 – 136. Rio de Janeiro, 1998.

FREITAS, A. G. et al . **Recirculação De Água De Lavagem De Filtros E Perigos Associados A Protozoários**. **Engenharia Sanitária Ambiental**, v.15 n.1 jan./mar 2010.

FONTANA, A.O. **Sistema de Leito de Drenagem e Sedimentador como Solução para Redução de Volume de Lodo de Decantadores e Reuso de Água de Lavagem de Filtros- Estudo de Caso – ETA Cardoso**. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana do Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana, 2004.

FUNASA - FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE .**Manual de Saneamento**. 3ª ed. revisada. Brasília: Funasa, 2006.

HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano**. 1º ed. Minas Gerais: UFMG, 2006.

HUDSON JR., H. E. **Physical aspects of flocculation**, **JEED-ASCE**, v. 105, August 1979.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. População Estimada em 2013 para o município de Campina Grande - PB; disponível em: <http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=250400&search=par+iba|campina+grande|infográficos:-informacoes-completas>. Acesso em: 14 abril de 2014 .

KAWAMURA, S. **Integrated design and operation of Water Treatment Facilities**. 2ª ed ;New York, NY: John Wiley & Sons Inc, 2000.

LEMES, F. P., 1984 **Engenharia do Saneamento Ambiental**. 1º ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984.

LIBÂNIO, M. **Fundamentos de Qualidade e de Tratamento de Água**. 1ª ed. Campinas: Átomo, 444 p, 2005.

LIBÂNIO, M. **Fundamentos de qualidade e tratamento de água**. 2ª. Ed. Campinas, SP: Átomo, 444 p, 2008.

LIBÂNIO, M. **Fundamentos de qualidade e tratamento de água**. 3ª. ed. São Paulo: Átomo, 444 p, 2010.

MACEDO, J. A. B. **Águas & Águas**. 3º Ed. Minas Gerais: CRQ – MG, 2007.

MARTINS, F. B. et.al. - XI ENGEMA: Encontro Nacional e I Encontro Internacional sobre Gestão Empresarial e Meio Ambiente - **Reuso da Água de Retro lavagem de Filtros em Estações de Tratamento de Água**: Estudo do Caso da ETA de Alvorada- RS, Fortaleza, - Universidade Luterana do Brasil – ULBRA, Canoas– RS,2009. Disponível em:<[http://www.unifor.br/docs/engema/apresentacao\\_oral/ENGEMA2009\\_242.pdf](http://www.unifor.br/docs/engema/apresentacao_oral/ENGEMA2009_242.pdf)>. Acesso em: 25 de junho de 2014.

MENDES, C. G. N. **Estudo da coagulação e floculação de águas sintéticas e naturais com turbidez e cor variáveis**. São Carlos. 144p. (1989).Tese (Doutorado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Estadual do Estado de São Paulo.

BRASIL - MINISTÉRIO DA SAÚDE. **Portaria Nº 2.914**, de 12 de Dezembro de 2011. **Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade**. Brasília, 2011.

MOTA, S. **Introdução à engenharia ambiental**. 4ª. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2012

OMS - ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DE SAÚDE. **Guidelines for Drinking-Water Quality**. Volume1, Geneva, SW. 494p. 2004.

PÁDUA, V. L. DE; FERREIRA, A. C. DA S. **Qualidade da água para consumo humano**: Abastecimento de água para consumo humano. Belo Horizonte: UFMG, p. 153-221,2006.

PÁDUA, V.L., **Tratamento de águas de abastecimento** (ESA014). Material didático, Escola de Engenharia da UFMG, 181p. 2012

PARSEKIAN, M. F. S., **Análise e Proposta de Formas de Gerenciamento de Estações de Tratamento de Águas de Abastecimento Completo em Cidades de Porte Médio do Estado de São Paulo**. São Carlos, 1998.194p. **Dissertação** (Mestrado em Hidráulica e Saneamento). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Federal de São Paulo, 1998.

PROSAB. **Noções gerais de tratamento e disposição final de lodos de estações de tratamento de água**. 1ºed Rio de Janeiro, Capítulo 3,240p, 1999.

RICHTER, C. A.; NETTO, J. M. de A. **Tratamento de água – Tecnologia atualizada**. 3ª ed, 2000.

RICHTER, Carlos A. **Tratamento de Lodo de Estação de Tratamento de Água**. 1º ed. São Paulo, 2001.

RICHTER, CARLOS. A.; AZEVEDO NETTO, J. M. **Tratamento d água: tecnologia atualizada**. São Paulo: Blucher Ltda., 2007.

RICHTER, Carlos A., AZEVEDO NETTO, José M. de. **Tratamento de água**. São Paulo: Edgar Blücher Ltda., 2009.

SOUZA FILHO, A. G.. **Caracterização e clarificação da água de lavagem dos filtros de uma ETA que utiliza cloreto férrico como coagulante primário**. 20º Congresso da Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental – Anais – Rio de Janeiro, RJ, 1999.

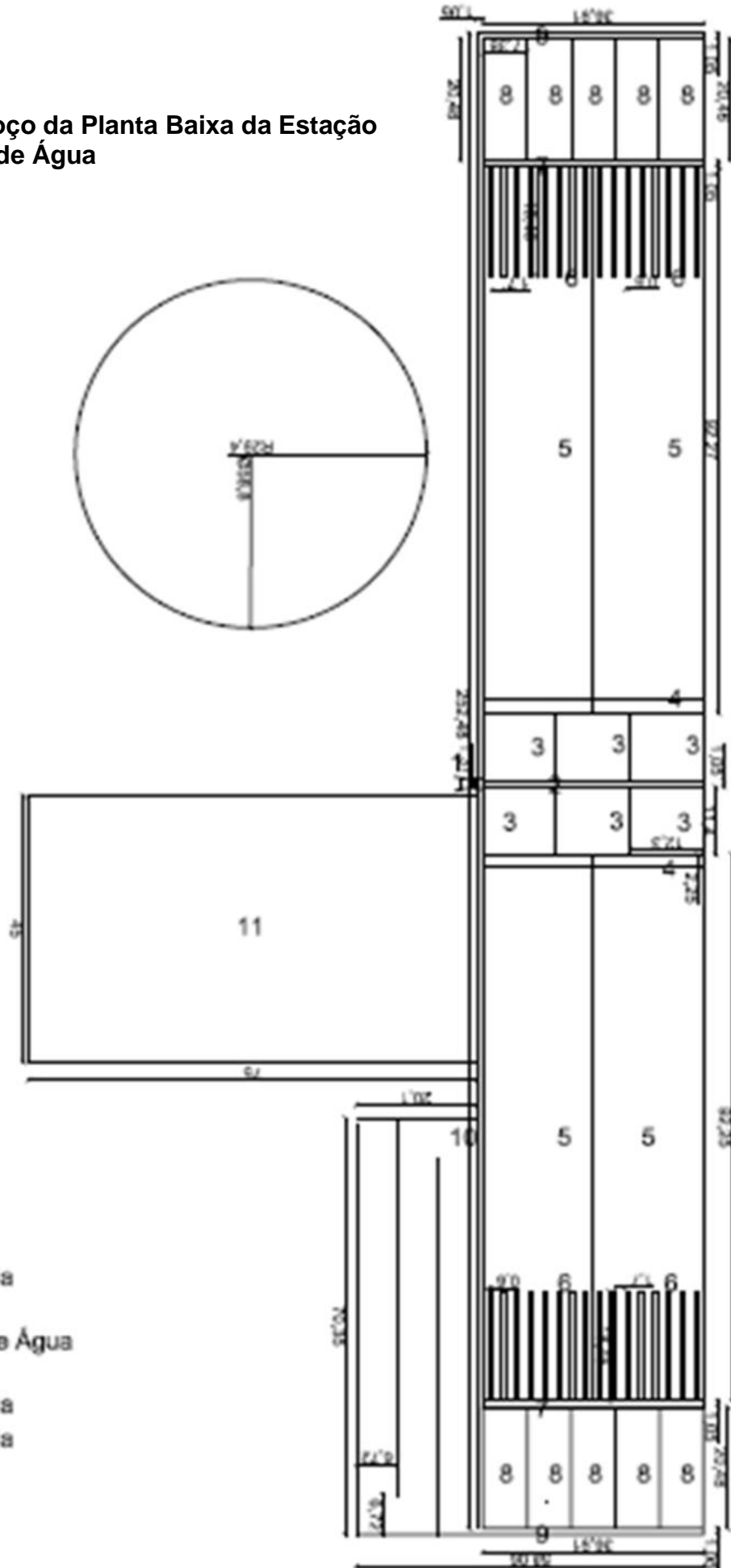
VIANNA, M. R. **Hidráulica aplicada às estações de tratamento de água**. Belo Horizonte: Instituto de Engenharia Aplicada, p. 344, 1992.

VIANNA, M R., **Hidráulica aplicadas às estações de tratamento de água**, 1ª Ed, Belo Horizonte, Imprimatur, 2002.

WAJSMAN, E. N., 2014. **Concepção de estação piloto de tratamento de água no centro experimental de saneamento ambiental da UFRJ - CESA/UFRJ. Monografia**. Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Ambiental da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Março de 2014.

## ANEXOS

### ANEXO A: Esboço da Planta Baixa da Estação de Tratamento de Água



- 1, Caixa Parshall
  - 2, Canal de Água Coagulada
  - 3, Floculador
  - 4, Cortina de Distribuição de Água
  - 5, Decantador
  - 6, Caixa de Água Decantada
  - 7, Canal de Água Decantada
  - 8, Filtro
  - 9, Canal de Água filtrada
  - 10, Tanque de Contato
  - 11, Casa de Química
  - 12, Sedimentador
- Escala 1:666,67