

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE HIDRÁULICA E SANEAMENTO

LEONARDO VAZ GALVÃO DOS SANTOS

Elaboração de projeto hidráulico para adutora de água bruta e estação de
tratamento de água de ciclo completo com vazão de projeto de 100 L/s

Orientador: Profa. Assoc. Lyda Patricia Sabogal Paz

Coorientador: Dr. Bárbara Luiza Souza Freitas

São Carlos

2022

LEONARDO VAZ GALVÃO DOS SANTOS

Elaboração de projeto hidráulico para adutora de água bruta e estação de tratamento de água de ciclo completo com vazão de projeto de 100 L/s

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Profa. Assoc. Lyda Patricia Sabogal Paz

Coorientador: Dr. Bárbara Luiza Souza Freitas

São Carlos

2022

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

S237e Santos, Leonardo Vaz Galvão dos
Elaboração de projeto hidráulico para adutora de
água bruta e estação de tratamento de água de ciclo
completo com vazão de projeto de 100 L/s / Leonardo Vaz
Galvão dos Santos; orientadora Lyda Patricia Sabogal
Paz; coorientadora Bárbara Luiza Souza Freitas. São
Carlos, 2022.

Monografia (Graduação em Engenharia Civil) --
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de
São Paulo, 2022.

1. estação de tratamento de água. 2.
abastecimento de água no Brasil. 3. água tratada. 4.
água potável. I. Título.

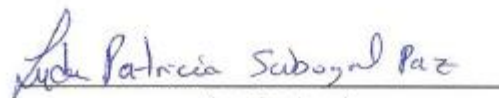
FOLHA DE APROVAÇÃO

«TCC II»

Candidato: Leonardo Vaz Galvão dos Santos
Título do TCC: Elaboração de projeto hidráulico para adutora de água bruta e estação de tratamento de água de ciclo completo com vazão de projeto de 100 L/s
Data de defesa: 08/12/2022
Orientador: Profa. Assoc. Lyda Patrícia Sabogal Paz

Comissão Julgadora	Resultado
Profa. Assoc. Lyda Patrícia Sabogal Paz	Aprovado
Instituição: Escola de Engenharia de São Carlos -USP	
MSc. Murilo Guilherme de Melo Neto	APROVADO
Instituição: Escola de Engenharia de São Carlos -USP	
MSc Letícia Beatriz de Lima	Aprovado
Instituição: Escola de Engenharia de São Carlos -USP	

Presidente da Banca: Profa. Assoc. Lyda Patrícia Sabogal Paz


 (assinatura)

RESUMO

SANTOS, L. V. G. **Elaboração de projeto hidráulico para adutora de água bruta e estação de tratamento de água de ciclo completo com vazão de projeto de 100 L/s**. 2022. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

As estações de tratamento de água (ETAs), independente das tecnologias utilizadas, são de extrema importância para o adequado e seguro desenvolvimento humano, visto que elas garantem um dos aspectos mínimos para a sobrevivência: a água segura para consumo. No Brasil, segundo dados do SNIS (Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento), em 2019, a cobertura de água tratada em nível nacional era de aproximadamente 84%, o que deixa em torno de 34 milhões de brasileiros sem acesso ao abastecimento de água potável. Sendo assim, o objetivo deste trabalho é elaborar um projeto hidráulico a nível de projeto básico de uma estação de tratamento de água de ciclo completo, com o intuito de abastecer comunidades com vazão de projeto de até 100 L/s e cujo manancial de abastecimento apresente turbidez compatível com a tecnologia de tratamento escolhida. Cabe destacar que este documento foi realizado para fins acadêmicos referentes à elaboração do trabalho de conclusão de curso em questão, assim, os dados aqui contidos não devem ser utilizados/extraídos para fins de projeto de uma ETA real, uma vez que esses dados não se aplicam a outros contextos.

Palavras-chave: estação de tratamento de água; abastecimento de água no Brasil; água tratada; água potável.

ABSTRACT

SANTOS, L. V. G. **Elaboration of hydraulic design of a raw water pipeline and water treatment station with flow of 100 L/s.** 2022. Undergraduate thesis – São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2022.

Water treatment stations, independent of the utilized technologies, are of extreme importance for the adequate and safe human development, as they guarantee of the minimum aspects for survival: safe drinking-water . In Brazil, as reported by the SNIS (National Information System about Sanitation), in 2019, treated water coverage in a national level was approximately 84%, leaving around 34 million Brazilians without access to potable water supply. Considering this, this work aims for the elaboration of a hydraulic design of a water treatment station, with the intent of supplying communities with maximum water flow of 100 L/s, as well as its natural water source have an average turbidity compatible with the chosen treatment technology. It is worth noting that this document was made for academic purposes referring to this Undergraduate thesis, meaning that the data contained in this work must not be used/extracted for real water treatment station projects, given that this data is not applicable in other contexts.

Keywords: water treatment plant; water supply in Brazil; treated water; potable water.

SUMÁRIO

1	Introdução e justificativa.....	1
2	Objetivo	4
2.1	Objetivo geral	4
2.2	Objetivos específicos	4
3	Material e métodos.....	5
3.1	Escolha da cidade e dados de qualidade da água bruta.....	5
3.2	Previsão populacional e de consumo de água.....	5
3.2.1	Método aritmético	6
3.2.2	Método geométrico	7
3.2.3	Método logístico.....	8
3.2.4	Consumo de água	10
3.3	Dimensionamento da ETA	10
3.3.1	Adução de água bruta	11
3.3.2	Unidade de mistura rápida.....	22
3.3.3	Unidades de floculação	32
3.3.4	Unidades de decantação	44
3.3.5	Unidades de filtração	63
3.3.6	Unidade de desinfecção final.....	80
3.3.7	Determinação do perfil hidráulico da ETA	81
3.4	Casa de produtos químicos.....	81
3.4.1	Coagulante	82
3.4.2	Alcalinizante e acidificante.....	83
3.4.3	Desinfetante	83
3.4.4	Flúor	84
3.5	Sugestão de destinação ou disposição final dos resíduos gerados no tratamento.....	84

3.5.1	Definições de destinação e disposição finais	84
3.5.2	Estação de tratamento de resíduos (ETR)	85
3.5.3	Particularidades de destinação final para fins agrícolas ou para recuperação de solos.....	88
3.5.4	Particularidades de disposição final em aterros	89
4	Resultados e discussão	91
4.1	Previsão populacional	91
4.1.1	Métodos aritmético e geométrico.....	91
4.1.2	Método logístico.....	91
4.1.3	Consumo de água	92
4.2	Adução de água bruta	93
4.2.1	Perdas de carga e curva de sistema	93
4.2.2	Seleção da bomba hidráulica	100
4.2.3	NPSH disponível.....	103
4.2.4	Determinação do diâmetro econômico	104
4.2.5	Sistemas de gradeamento e desarenação	110
4.3	Unidade de mistura rápida	113
4.4	Unidade de floculação mecanizada.....	117
4.4.1	Dimensões das câmaras	118
4.4.2	Floculadores tipo turbina	118
4.4.3	Floculadores de tipo paleta.....	121
4.4.4	Passagens entre câmaras	124
4.5	Unidade de decantação de alta taxa	126
4.5.1	Número de decantadores	126
4.5.2	Dimensões em planta.....	126
4.5.3	<i>Manifold</i> de distribuição de água floculada.....	127
4.5.4	Alturas parciais	135

4.5.5	Altura útil do decantador	139
4.5.6	Calhas de coleta de água decantada	139
4.5.7	Remoção de lodo.....	140
4.6	Unidade de filtração	144
4.6.1	Definição de material filtrante	144
4.6.2	Controle de taxa de filtração	145
4.6.3	Dimensões e número de câmaras de filtração	145
4.6.4	Características do material filtrante	145
4.6.5	Lavagem dos filtros.....	148
4.6.6	Perda de carga em meio filtrante limpo e no encaminhamento de água filtrada à câmara de desinfecção final	157
4.7	Unidade de desinfecção final	159
4.8	Determinação do perfil hidráulico da ETA	169
5	Considerações finais	172
6	Bibliografia	175
7	Lista de anexos	180

1 Introdução e justificativa

Estações de tratamento de água, independente das tecnologias implementadas, são essenciais para o adequado e seguro desenvolvimento de comunidades, sejam elas de pequeno ou grande porte, por conta de seu produto final ser a distribuição de água potável para todos.

A água devidamente tratada não só garante a sobrevivência da comunidade por meio da necessidade biológica de disponibilidade de água, como também permite que tanto o consumo quanto o uso da água (e.g.: irrigação, utilização em processos industriais para produção de insumos, limpeza, higiene pessoal, preparação de alimentos, entre outros) sejam adequados e seguros. Esse resultado é alcançado por meio da eliminação dos denominados riscos, que, de acordo com Sabogal Paz (2007), podem pertencer a quatro categorias: microbiológico, físico, químico e radiológico.

O risco microbiológico está associado à presença de agentes patogênicos na água, podendo ser vírus, bactérias ou protozoários, que podem causar problemas de saúde na população. Segundo a Organização Mundial de Saúde (OMS, 1997), este risco é o que deve ser priorizado em relação aos demais, por conta do impacto direto que este risco tem na população.

No Brasil, segundo a Portaria GM/MS Nº 888/2021 (Brasil, 2021), a medição deste risco inicialmente é feita pela presença de *Escherichia coli*, que se trata de uma bactéria bacilar naturalmente presente nos intestinos de pessoas e animais. A sua presença na água bruta indica contaminação fecal da água, fato que pode ser extrapolado para indicar a possível presença de agentes microbiológicos patogênicos. Águas brutas com médias geométricas anuais maiores ou iguais a 1000 *E. coli*/100 mL também devem ser monitoradas semanalmente pela presença de esporos de bactérias.

Porém, nos casos em que há presença de esporos de bactérias em águas brutas com médias geométricas anuais inferiores a 1000 *E. coli*/100 mL, o perigo referente aos esporos não é obrigatoriamente monitorado. Como a eficiência necessária de tratamento para remoção de *E. coli* não é a mesma para as bactérias aeróbias, isso constitui em uma possível falha na legislação brasileira. Assim, recomenda-se sempre monitorar estes parâmetros, desde que não haja grande limitação econômica que impeça esse monitoramento contínuo.

O risco físico refere-se aos aspectos físicos indesejados que podem estar presentes na água bruta, como turbidez, cor, odor e gosto, visto que a presença destes aspectos pode gerar a rejeição do consumo da água pela população, mesmo que eles não apresentem um perigo direto quando a água é consumida.

O risco químico diz respeito à presença de substâncias químicas na água que possam causar efeitos adversos em seus consumidores tanto a curto quanto a longo prazo, como metais pesados, compostos orgânicos e inorgânicos, agrotóxicos, subprodutos do próprio processo de tratamento de água, entre outros.

Por fim, o risco radiológico abrange a presença de radioatividade na água de consumo. Segundo a OMS (1997), a exposição à radiação por meio da água consumida é baixa, porém é suficiente para causar problemas de saúde a longo prazo caso haja contínua exposição à radiação.

Com o conceito desses riscos e a legislação brasileira vigente, será elaborado um projeto hidráulico de uma estação de tratamento de água (ETA) de ciclo completo com o intuito de se contemplar todos os aspectos necessários para o adequado tratamento de água, com a finalidade dessa água ser utilizada para consumo humano.

Além do projeto da ETA, com o objetivo de abranger o aspecto ambiental de uma adequada disposição ou destinação final dos resíduos gerados no processo de tratamento, sobretudo dos subprodutos originados da utilização de produtos químicos e dos resíduos gerados a partir dos processos físicos de remoção de impurezas da água (descarga de decantadores e água de lavagem de filtro), também será realizado um layout simples de uma estação de tratamento de resíduos (ETR), além de um breve texto para contemplar estas questões previamente citadas. Destaca-se que esse layout não contemplará o dimensionamento das unidades da ETR.

Para que o projeto fosse possivelmente exequível, ele foi realizado com base em dados reais de qualidade de água, fazendo com que o projeto não seja puramente teórico. Para tanto, foi necessário procurar esses dados referentes a um manancial real em fontes que fossem publicamente acessíveis na internet, além de que os dados fossem compatíveis com as tecnologias de tratamento a serem implementadas. No caso, o principal parâmetro de qualidade da água que balizou essa procura foi a turbidez, que deveria apresentar valores médios maiores ou iguais a 50 uT.

Ademais, a fonte dessa água também deveria ser suficientemente próxima de algum município brasileiro existente, com o intuito de não inviabilizar a execução do projeto por conta de uma tubulação adutora muito extensa.

Por fim, ressalta-se que, caso esse projeto fosse realmente executado, a estação de tratamento de água atual da cidade seria substituída completamente pela projetada por este trabalho, visto que a vazão a ser tratada pela nova ETA corresponde ao consumo do município inteiro a ser abastecido. Assim, poderia ser reaproveitada toda a rede de distribuição de água tratada da cidade, desde que fossem feitas as devidas readequações necessárias para a implementação da nova estação de tratamento de água.

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), no Brasil, as ETAs geralmente são projetadas com um período de projeto entre 10 a 30 anos. Portanto, além dessas restrições de projeto, ainda foi necessário atentar ao consumo de água projetado para um período de projeto de 30 anos, de tal forma que este consumo não ultrapassasse 100 L/s. Essa imposição foi feita por conta da tecnologia de filtração a ser utilizada, visto que a partir desse marco de 100 L/s, de acordo com Di Bernardo *et al.* (2017), é recomendada a implementação de filtros rápidos descendentes com taxa declinante variável, quando são necessários quatro filtros ou mais para o adequado tratamento da água.

Apesar da tecnologia de filtração com taxa declinante variável ser considerada, em geral, superior à filtração com taxa constante, os cálculos de projeto são consideravelmente mais complexos e geralmente necessitam de software específico para seu dimensionamento. Assim, optou-se pela implementação de filtros rápidos com escoamento descendente a taxa constante.

Ademais, tem-se a ciência de que os dimensionamentos de diversas unidades da ETA deveriam ser realizados, idealmente, com ensaios em laboratório e elaboração de projetos piloto. Porém, como trata-se de um trabalho acadêmico, o dimensionamento será feito unicamente com base nos limites teóricos permitidos pelas normas brasileiras, que serão explicitamente citadas em momentos oportunos no decorrer desse relatório.

Finalmente, ressalta-se que este trabalho foi realizado para fins acadêmicos referentes ao trabalho de conclusão de curso em questão e que, portanto, os dados aqui contidos não devem ser utilizados/extraídos, sob hipótese alguma, para execução em obra, uma vez que esses dados/critérios não se aplicam a outros contextos.

2 Objetivo

2.1 Objetivo geral

Dimensionar uma adutora de água bruta e uma Estação de Tratamento de Água (ETA) de ciclo completo com vazão de até 100 L/s, incluindo as unidades e diretrizes de operação, conforme recomendações técnicas, normas e legislação vigente.

2.2 Objetivos específicos

- Conceber diferentes traçados da adutora para estudo econômico de diâmetro adequado da tubulação de veiculação de água bruta;
- Dimensionar todas as unidades da ETA (mistura rápida, floculação, decantação, filtração e desinfecção final);
- Elaborar desenhos essenciais em planta e corte para a execução do projeto;
- Elaborar um croqui simplificado da estação de tratamento de resíduos, indicando seus componentes, porém sem dimensionamento.

3 Material e métodos

3.1 Escolha da cidade e dados de qualidade da água bruta

Para a elaboração do projeto, foi escolhida uma cidade brasileira real com as características da Tabela 3.1. Por motivos de sigilo e que o projeto trata-se de um trabalho acadêmico que não deve ser executado em campo, o nome da cidade não será revelado ao longo deste trabalho.

Tabela 3.1 - Características da cidade escolhida

Parâmetro	Valor	Unidade
População	33543	hab
Área	6409,22	km ²
Consumo per capita	162,1	L/hab.dia
Cobertura de abastecimento de água	89,72%	-

Fonte: SNIS (2020) e Cidade Brasil (2022)

Como o objetivo do trabalho seria uma possível substituição da atual estação de tratamento de água existente no município, fica justificada a elaboração do projeto em questão, apesar da elevada cobertura de abastecimento de água potável na cidade de 89,72%.

O manancial que será utilizado para o abastecimento da cidade foi escolhido com base em sua proximidade do município. Os dados foram provenientes do Instituto de Meio Ambiente de Mato Grosso do Sul (IMASUL). Porém, na Tabela 3.2 são apresentados somente os dados de interesse para o projeto.

Tabela 3.2 - Média dos dados de qualidade da água do manancial para abastecimento

Parâmetro	Média	Desvio padrão	Unidade
Turbidez	90,18	86,55	uT
Coliformes termotolerantes	1388	1516	NMP/100 mL
pH	7,13	0,18	-
Temperatura do ar	28,4	4,2	°C

Fonte: Instituto de Meio Ambiente de Mato Grosso do Sul - IMASUL (2018/2019)

3.2 Previsão populacional e de consumo de água

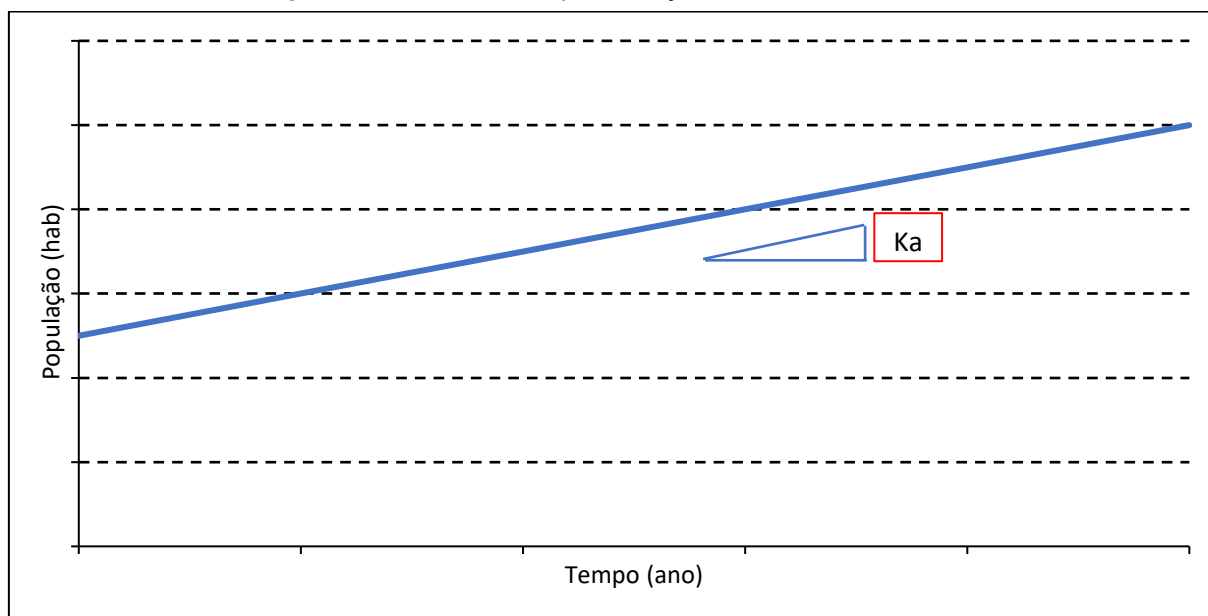
O período de projeto escolhido conforme recomendações da literatura será de 30 anos (Di Bernardo e Sabogal Paz, 2008). Portanto, para que seja possível dimensionar a ETA condizente com a futura população do município daqui a 30 anos

(2052), será necessário utilizar métodos matemáticos comumente utilizados para previsão populacional.

3.2.1 Método aritmético

O método aritmético é um dos mais simplificados métodos de previsão populacional, em que se considera o aumento populacional conforme uma progressão aritmética, descrevendo uma reta constante, geralmente crescente, conforme Figura 3.1. Usualmente, esse método é usado para curtos períodos de tempo.

Figura 3.1 - Gráfico de representação do método aritmético



Fonte: Santos (2022)

Esse método é calculado através da Equação 3.1 e da Equação 3.2, apresentadas a seguir.

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad \text{Equação 3.1}$$

$$P = P_i + K_a \cdot (t - t_i) \quad \text{Equação 3.2}$$

Em que:

K_a : taxa de crescimento aritmético (hab/ano);

P_1 : população do censo 1 no tempo t_1 (hab);

P_2 : população do censo 2 no tempo t_2 (hab);

t, t_1, t_1 e t_2 : tempo (ano);

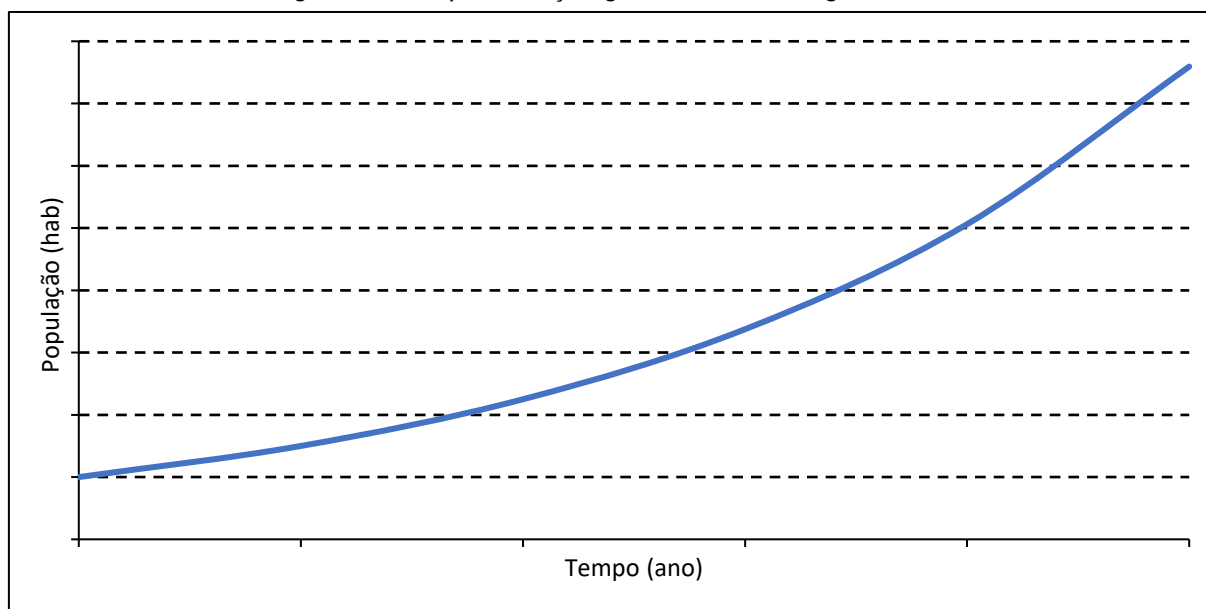
P : população prevista no tempo t (hab);

P_i : população inicial no tempo t_i (hab).

3.2.2 Método geométrico

O método geométrico, por sua vez, considera que a população aumenta conforme uma progressão geométrica, por meio de uma porcentagem de aumento de população constante ao longo dos anos a serem previstos, cuja representação gráfica está na Figura 3.2. Assim como o método aritmético, esse método é usado para curtos períodos de tempo.

Figura 3.2 - Representação gráfica do método geométrico



Fonte: Santos (2022)

Segundo o livro de Indicadores e Dados Básicos do DataSUS (2008), o método geométrico é utilizado para subsidiar processos de planejamento, gestão e avaliação de políticas públicas específicas.

O cálculo é feito por meio do cálculo inicial da taxa de crescimento anual da população (Equação 3.3) e sequencialmente da população prevista para um determinado ano (Equação 3.4).

$$r = \sqrt[n]{\frac{P_2}{P_1}} - 1$$

Equação 3.3

$$P = P_i \cdot (1 + r)^m$$

Equação 3.4

Em que:

r: taxa de crescimento;

n: número de anos entre t_1 e t_2 (anos);

P_2 : população do censo 2 no tempo t_2 (hab);

P_1 : população do censo 1 no tempo t_1 (hab);

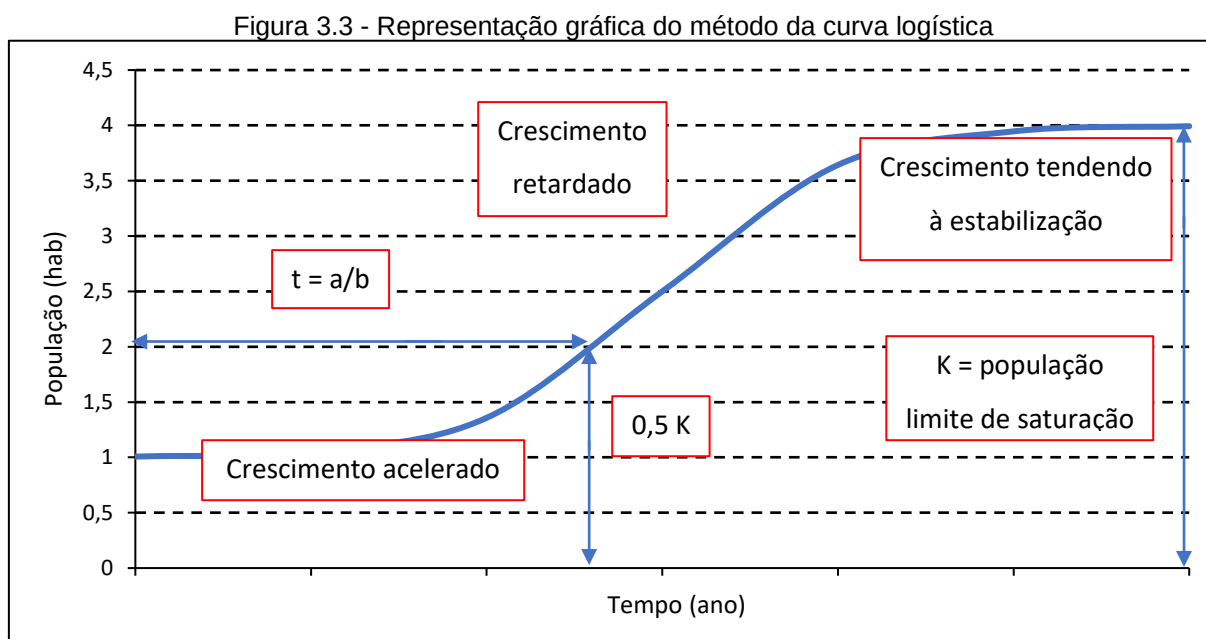
P: população prevista no tempo t (hab);

P_i : população inicial (hab);

m: período de projeto (anos).

3.2.3 Método logístico

O método da curva logística é, matematicamente, o mais complexo dentre os três. Nele, a população cresce assintoticamente em função do tempo até um valor limite de saturação, conforme Figura 3.3.



Fonte: Santos (2022)

Geralmente, esse método é utilizado para previsão populacional de grandes cidades com populações próximas à saturação. Por conta desse uso mais específico,

algumas condições matemáticas devem ser satisfeitas para que o método possa ser utilizado, que serão explicitadas posteriormente.

O método é definido a partir da Equação 3.5 à Equação 3.8.

$$K = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2} \quad \text{Equação 3.5}$$

$$a = \frac{1}{0,4343} \cdot \log \left(\frac{K - P_0}{P_0} \right) \quad \text{Equação 3.6}$$

$$b = -\frac{1}{0,4343 \cdot d} \cdot \log \left(\frac{P_0 \cdot (K - P_1)}{P_1 \cdot (K - P_0)} \right) \quad \text{Equação 3.7}$$

$$P = \frac{K}{1 + e^{a-b \cdot t'}} \quad \text{Equação 3.8}$$

Em que:

K: população de saturação (hab);

P₀: população do censo 0 no tempo t₀ (hab);

P₁: população do censo 1 no tempo t₁ (hab);

P₂: população do censo 2 no tempo t₂ (hab);

a: parâmetro com valor tal que, para t=a/b, há uma inflexão;

b: razão de crescimento da população (1/ano);

d: intervalo de tempo entre populações conhecidas (valor constante);

P: população futura no tempo t_i (hab);

t': intervalo de tempo entre o ano da projeção t e o ano inicial t₀ (ano) = t-t₀.

Conforme observado nas equações, diferentemente dos outros dois métodos, nesse são necessários três pontos distintos de dados populacionais.

Não somente isso, mas devido à formulação matemática em si do método, é necessário que as seguintes condições também sejam satisfeitas:

- Os tempos t₀, t₁ e t₂ devem ser igualmente espaçados entre si;
- P₀ < P₁ < P₂ e P₁² < P₀P₂, de forma a garantir que K seja necessariamente positivo.

3.2.4 Consumo de água

Para a previsão de água a ser tratada e, conseqüentemente, a vazão de projeto afluente à ETA, é necessário considerar a população prevista para o ano referente ao final do período de projeto (no caso 2052), consumos especiais de água (indústrias, por exemplo), um coeficiente de dia de maior consumo (K_1), que tem como intuito abranger dias anômalos em que o consumo de água é maior do que o esperado e, por fim, as perdas de água ocorridas ao longo da rede de distribuição.

O cálculo da vazão de projeto é dado pela Equação 3.9.

$$Q_a = \frac{(K_1 \cdot P \cdot q + \sum Q_{esp(K_1e)}) \cdot C_{ETA}}{86400 \cdot IP} \quad \text{Equação 3.9}$$

Em que:

Q_a : vazão de projeto (L/s);

K_1 : coeficiente do dia de maior consumo;

P : população referente ao ano final do período de projeto (hab);

q : consumo per capita efetivo (L/dia.hab);

$Q_{esp(K_1e)}$: vazão requisitada para consumos especiais de água (L/dia)

C_{ETA} : coeficiente de água consumida pela ETA (%);

IP : índice de perdas ocorridas na rede de distribuição (%).

3.3 Dimensionamento da ETA

Com a vazão a ser tratada determinada e em posse dos dados de qualidade da água a serem considerados, será possível iniciar o dimensionamento propriamente dito da estação de tratamento de água.

Vale ressaltar que, idealmente, devem ser feitos ensaios laboratoriais mais recentes e mais completos tanto para a avaliação da qualidade da água quanto para uma determinação mais precisa de todos os parâmetros de projeto (e.g.: gradientes de velocidade, dosagens ótimas de produtos químicos, verificação de presença de agentes microbiológicos além de *E. coli* etc).

Sendo assim, diversos parâmetros que deveriam ser avaliados em laboratório serão adotados segundo os valores máximos ou mínimos permitidos pela NBR 12216:1992.

3.3.1 Adução de água bruta

A adução de água bruta será proveniente de um manancial superficial com as características previamente apresentadas na Tabela 3.2, a aproximadamente 1,00 km de distância da cidade.

A veiculação da água bruta à ETA será realizada através tubulações em ferro fundido com o auxílio de bombas.

3.3.1.1 Determinação do diâmetro econômico

O diâmetro econômico da tubulação é aquele que considera os custos da própria tubulação e os custos de consumo de energia elétrica do sistema de bombeamento, e define o diâmetro que equivale ao menor custo total.

Para a determinação do diâmetro econômico a ser utilizado na tubulação de adução, será usado o método descrito por Porto (2006), que é composto por duas equações distintas.

A primeira delas é referente ao preço da unidade de massa da tubulação, conforme indicada na Equação 3.10, adaptada de Porto (2006).

$$C_{1t} = K \cdot \rho_m \cdot \pi \cdot (D + e) \cdot e \cdot L \quad \text{Equação 3.10}$$

Em que:

C_{1t} : custo referente à unidade de massa de tubulação (R\$);

K: preço por massa da tubulação (R\$/kg);

ρ_m : massa específica do material da tubulação (kg/m³);

D: diâmetro interno da tubulação (m);

e: espessura da tubulação (m);

L: comprimento total da tubulação (m).

A segunda equação refere-se ao custo anual de consumo de energia elétrica do sistema de bombeamento para recalque da água bruta até a ETA, e está explicitada na Equação 3.11, também adaptada de Porto (2006).

$$C_e = \frac{9,8 \cdot Q \cdot (H_g + \Delta H)}{\eta} \cdot N \cdot t \cdot A \quad \text{Equação 3.11}$$

Em que:

C_e : custo anual referente ao consumo de energia elétrica do sistema de bombeamento (R\$/ano);

Q : vazão (m³/s);

H_g : diferença de altura geométrica entre o nível de água do manancial e o ponto de maior elevação da adutora (m);

ΔH : perda de carga na tubulação de recalque (m);

N : tempo de funcionamento do sistema de bombeamento por ano (d);

t : tempo de funcionamento do sistema de bombeamento por dia (h);

A : custo do kilowatt-hora consumido (R\$/kWh);

η : rendimento do conjunto elevatório (%).

Nota-se que a Equação 3.10 tem uma relação diretamente proporcional ao diâmetro da tubulação, visto que maiores diâmetros implicam em maior gasto com material.

No caso da Equação 3.11, o custo tem uma relação inversamente proporcional ao diâmetro, ocasionada pela menor perda de carga causada por diâmetros maiores e, conseqüentemente, necessitando de um sistema de bombeamento com menor potência, economizando no custo advindo do consumo de energia elétrica.

Dessa forma, para se determinar o diâmetro econômico, são calculados os custos da tubulação (C_1) e do consumo de energia elétrica do sistema de bombeamento (C_2) para diversos diâmetros comerciais. A partir disso, é feito um estudo econômico dos valores obtidos. Duas formas comuns de realizar esse estudo são pelos cálculos do valor presente (Equação 3.12) ou da amortização (Equação 3.13).

$$VP = C_1 + \frac{(1+r)^n - 1}{r \cdot (1+r)^n} \cdot C_e \quad \text{Equação 3.12}$$

$$Am = C_1 \cdot \left[\frac{r \cdot (1+r)^n}{(1+r)^n - 1} \right] \quad \text{Equação 3.13}$$

Em que:

VP : valor presente (R\$);

C_1 : investimento inicial (R\$);

C_e : gasto anual com energia elétrica (R\$);

r: taxa de juros ao ano (%);
 n: período de projeto (ano);
 Am: amortização ou parcela (R\$).

Apesar de apresentarem resultados com valores distintos, ambos os métodos indicam a melhor opção econômica a partir do menor valor obtido das opções avaliadas.

3.3.1.2 Cálculo das perdas de carga

Todos os cálculos de perda de carga desse trabalho, inclusive a perda apresentada na Equação 3.11, serão realizados por meio da fórmula universal de perda de carga, também chamada de equação de Darcy-Weisbach. Para se utilizar essa equação, são necessários os cálculos de dois outros parâmetros, que são o número de Reynolds (Rey) e o fator de atrito da tubulação (f).

O número de Reynolds é um adimensional que determina o tipo de escoamento de um fluido sobre uma superfície. Ele pode ser calculado pela expressão indicada pela Equação 3.14.

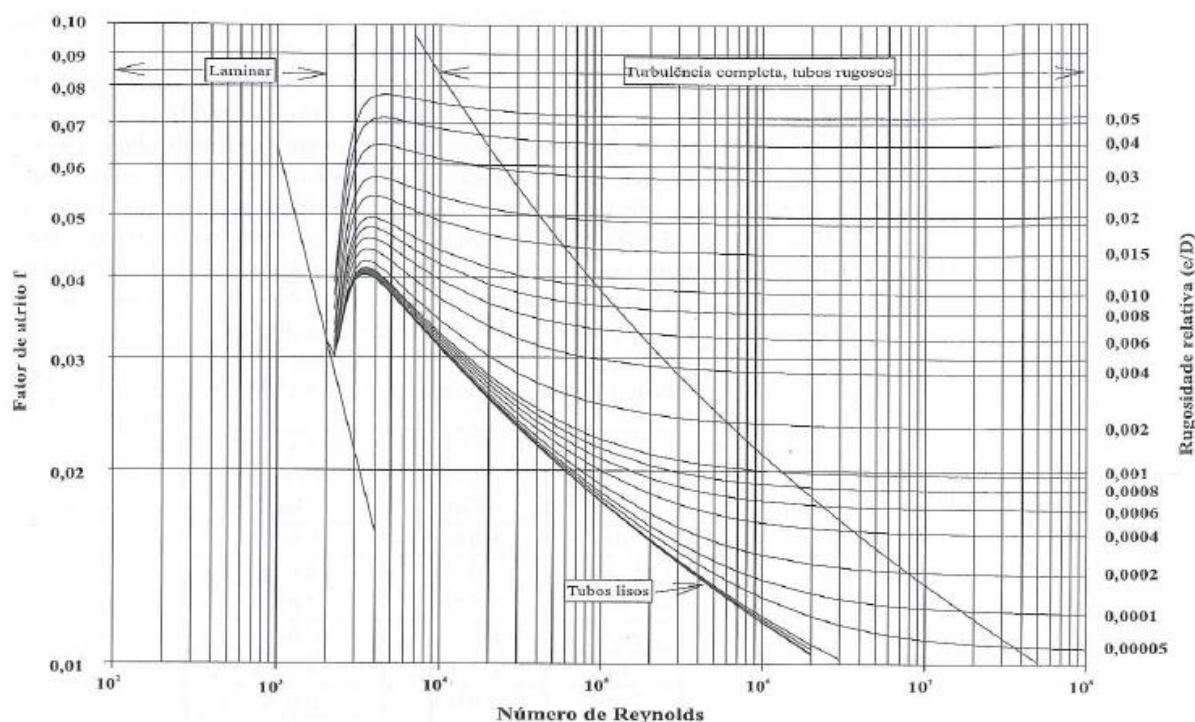
$$Rey = \frac{\rho \cdot V \cdot D_h}{\mu} = \frac{V \cdot D_h}{\nu} \quad \text{Equação 3.14}$$

Em que:

ρ : massa específica do fluido (kg/m³);
 V: velocidade média de escoamento do fluido (m/s);
 D_h: diâmetro hidráulico da superfície em que o fluido está escoando (m);
 μ : viscosidade dinâmica da água (kg/m.s);
 ν : viscosidade cinemática da água (m²/s).

O fator de atrito pode ser calculado por meio da utilização do diagrama de Moody, apresentado na Figura 3.4, ou por meio de diversas fórmulas específicas para cada tipo de escoamento (laminar, turbulento liso, de transição e turbulento rugoso).

Figura 3.4 - Diagrama de Moody



Fonte: Porto (2006)

Para esse trabalho, será exclusivamente utilizada a equação de Swamee e Jain (1976), que é válida para todos os tipos de escoamento, indicada na Equação 3.15.

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{Rey} \right)^8 + 9,5 \cdot \left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D_h} \right) + \frac{5,74}{Rey^{0,9}} - \left(\frac{2500}{Rey} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125} \quad \text{Equação 3.15}$$

Em que:

f : fator de atrito;

Rey : número de Reynolds;

ε : rugosidade absoluta do material (m);

D_h : diâmetro hidráulico (m).

Finalmente, a fórmula de Darcy-Weisbach, adaptada de forma a contemplar tanto perdas de carga unitárias quanto localizadas, é apresentada na Equação 3.16.

$$\Delta H = \left(\sum f_i \cdot \frac{L_i}{D_{h,i}} + \sum K_j \right) \cdot \frac{V_i^2}{2 \cdot g} \quad \text{Equação 3.16}$$

Em que:

ΔH : perda de carga (m);

f_i : fator de atrito da i -ésima superfície de escoamento;

L_i : comprimento da i -ésima superfície de escoamento (m);

$D_{h,i}$: diâmetro hidráulico da i -ésima superfície de escoamento (m);

K_j : coeficiente de perda localizada da j -ésima singularidade;

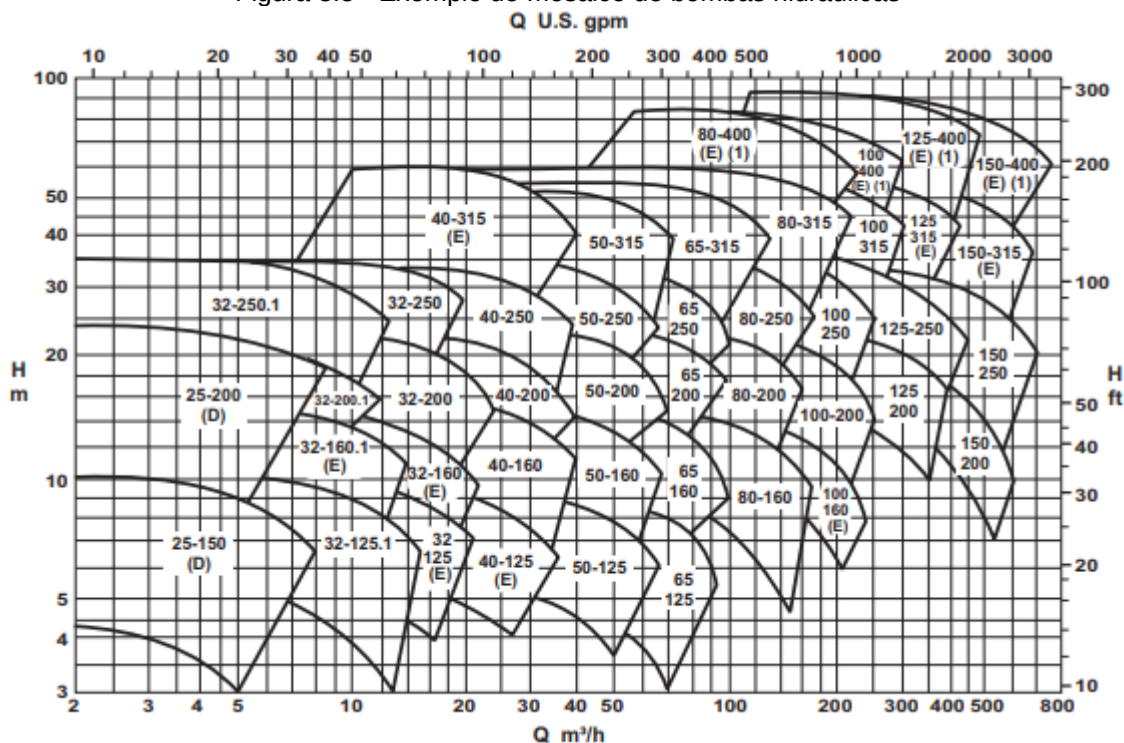
V : velocidade média de escoamento da i -ésima superfície de escoamento (m/s);

g : aceleração gravitacional (m/s^2).

3.3.1.3 Determinação das bombas

Os modelos de bombas serão determinados a partir da intersecção gerada pelas coordenadas do par ordenado de altura manométrica a ser vencida (eixo das ordenadas) e da vazão a ser veiculada determinadas em projeto (também denominada de curva do sistema), com o mosaico de bombas (exemplificado na Figura 3.5) e uma determinada fabricante de bombas hidráulicas, permitindo a determinação de um modelo de bomba que se encaixe nos parâmetros previstos em projeto.

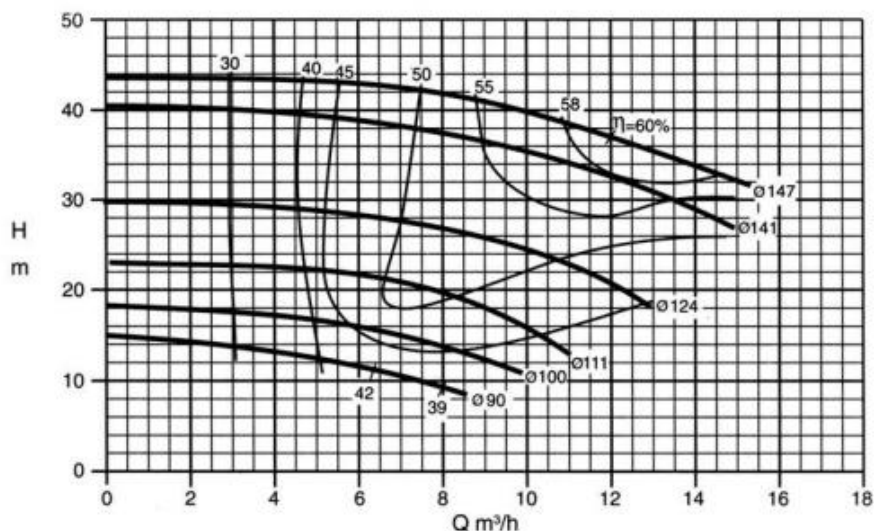
Figura 3.5 - Exemplo de mosaico de bombas hidráulicas



Fonte: KSB

A partir da determinação do modelo da bomba, utiliza-se a sua curva característica (Figura 3.6). Realizando-se a mesma intersecção previamente mencionada, porém desta vez com a curva característica da bomba, determina-se o ponto de operação do sistema por meio do traçado da curva do sistema e o diâmetro do rotor que melhor se adequa à situação do projeto.

Figura 3.6 - Exemplo de curva característica de bomba hidráulica



Fonte: KSB

O cálculo da altura manométrica é dado pela Equação 3.17.

$$H_m = H_g + \Delta H \quad \text{Equação 3.17}$$

Em que:

H_m : altura manométrica (m);

H_g : diferença de altura geométrica entre nível de água do manancial e ponto de maior elevação da adutora (m);

ΔH : perda de carga total ocorrida na tubulação (m).

3.3.1.4 Cálculo do NPSH disponível

Um dos grandes problemas intrínsecos à utilização de bombas para a movimentação de fluidos é a cavitação. Esse fenômeno refere-se ao processo de implosão de bolhas de vapor devido às rápidas variações de pressão e temperatura que podem ocorrer no interior de uma bomba (PORTO, 2006).

Caso o sistema de bombeamento não seja adequadamente dimensionado, o fenômeno da cavitação rapidamente erode o interior da bomba, danificando-a ao ponto de ela tornar-se inutilizável. Isso acarreta diversos custos relacionados a trocas de equipamento e tubulações, assim como possível interrupção do serviço de fornecimento de água à cidade, no caso de ETAs.

Para contornar este problema, é necessário levar em consideração essas variações de temperatura e pressão no interior da bomba durante o processo de recalque de água. Por meio do cálculo do *Net Positive Suction Head* disponível (NPSH_d) no sistema de recalque considerado, é possível utilizar esta informação no momento da seleção do conjunto elevatório, de forma que haja uma folga de aproximadamente 0,5 m entre o valor disponível e o valor requerido pela bomba (Porto, 2006). Ressalta-se que o valor requerido varia para cada modelo de bomba centrífuga, e deve ser, portanto, previamente solicitado a um fabricante de bombas para que não seja escolhido um modelo incompatível com a estação elevatória projetada.

Para o seu cálculo, é necessário determinar a pressão atmosférica no local de instalação da bomba, que pode ser determinada pela Equação 3.18, conforme indicado por Porto (2006).

$$\frac{p_a}{\gamma} = 13,6 \cdot \frac{760 - 0,081 \cdot h}{1000} \quad \text{Equação 3.18}$$

Em que:

p_a/γ : pressão atmosférica local (mca);

h : altitude local (m).

Em seguida, calcula-se a pressão de vapor de água com base na temperatura local e na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Valores de pressão de vapor de água para diversas temperaturas

Pressão de vapor da água	
T (°C)	p_v/γ (m)
5	0,09
10	0,13
15	0,17
20	0,24
25	0,32
30	0,43
35	0,57
40	0,75
45	0,98
50	1,25
55	1,61
60	2,03
65	2,56
70	3,20
75	3,96
80	4,86
85	5,93
90	7,18
95	8,62
100	10,33

Fonte: Porto (2006)

Por fim, utilizando as pressões obtidas, calcula-se o valor do $NPSH_d$ por meio da Equação 3.19.

$$NPSH_d = \frac{p_a}{\gamma} - \sum \left(\frac{p_v}{\gamma} - Z - \Delta H_s \right) \quad \text{Equação 3.19}$$

Em que:

$NPSH_d$: *Net Positive Suction Head* disponível (m);

p_a/γ : pressão atmosférica local (mca);

p_v/γ : pressão de vapor de água (mca);

Z: altura estática de sucção (m);

ΔH_s : perda de carga na tubulação de sucção (m).

Ressalta-se que o sinal matemático da altura estática de sucção é de extrema importância e deve ser adotado corretamente para evitar o incorreto dimensionamento do sistema de recalque. Caso o eixo da bomba esteja situado acima do nível de água

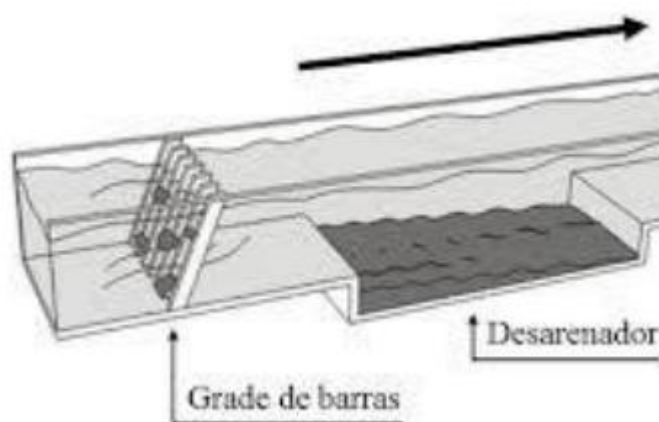
do corpo hídrico a ser succionado, a bomba encontra-se não afogada, e portanto o parâmetro Z assume valor positivo. Caso contrário, considera-se que a bomba está afogada, e consequentemente a altura estática de sucção assume valor negativo.

Nota-se que, quando a bomba está afogada, a situação apresenta-se favorável do ponto de vista de prevenção do fenômeno de cavitação, e deve ser priorizada essa configuração caso seja econômica e tecnicamente viável.

3.3.1.5 Sistemas de gradeamento e desarenação

Para que a estação elevatória funcione adequadamente e as bombas contidas nela possam ter desempenho e vida útil razoáveis, é necessário prever a implementação de sistemas de gradeamento e desarenação. Eles têm por objetivo barrar a adução de partículas maiores (grãos de areia, pedregulhos etc.), impedindo que elas sejam veiculadas para o interior das bombas, danificando-as. Um esquema ilustrativo de ambos os sistemas em conjunto está indicado na Figura 3.7.

Figura 3.7 - Conjunto de sistemas de gradeamento e desarenação



Fonte: Jordão e Volschan Jr. (2009)

Utilizando como base a NBR 12209:2011, inicialmente é calculada a eficiência da grade com a Equação 3.20.

$$E = \frac{a}{a + t} \quad \text{Equação 3.20}$$

Em que:

E: eficiência da grade;

a: espaçamento entre barras (mm);
t: largura da seção transversal da grade (mm).

Segundo Tsutiya (1999), a velocidade nas grades deve ser entre 0,6 m/s e 1,2 m/s. Adotando-se uma velocidade de pertencente a esse intervalo, calcula-se a área transversal útil do canal pertencente ao sistema de gradeamento com a Equação 3.21.

$$A_u = \frac{Q}{V} \quad \text{Equação 3.21}$$

Em que:

A_u : área transversal útil do canal do sistema de gradeamento (m²);

Q : vazão (m³/s);

V : velocidade média de escoamento (m/s).

A partir disso, calcula-se a área total do canal (Equação 3.22) e é adotada uma altura de água em relação ao fundo do canal pertencente ao sistema de gradeamento, possibilitando a definição e da largura desse canal (Equação 3.23).

$$A_t = \frac{A_u}{E} \quad \text{Equação 3.22}$$

$$S = \frac{A_t}{H} \quad \text{Equação 3.23}$$

Em que:

A_t : área transversal total do canal do sistema de gradeamento (m²);

A_u : área transversal útil do canal do sistema de gradeamento (m²);

E : eficiência da grade;

S : largura do canal do sistema de gradeamento (m);

H : altura do nível de água no interior do canal do sistema de gradeamento (m).

Quanto ao desarenador, será considerado que seu fluxo é unicamente horizontal. Com base nisso, a NBR 12209:2011 indica valores de taxa de escoamento superficial entre 600 m³/m².d e 1300 m³/m².d. Utilizando a Equação 3.24, é calculada a área superficial requisitada pelo desarenador.

$$A_{sup} = \frac{Q}{q} \quad \text{Equação 3.24}$$

Em que:

A_{sup} : área superficial do desarenador (m²);

Q : vazão (m³/s);

q : taxa de escoamento superficial (m³/m².s).

Segundo Tsutiya (1999), a velocidade de escoamento horizontal da água não deve ser inferior a 0,30 m/s, visto que velocidades inferiores a essa resultam na deposição de matéria orgânica no fundo do desarenador, e superiores a 0,40 m/s podem ocasionar o carreamento das partículas grosseiras contidas na água para além do desarenador, inutilizando-o. Com base nessa velocidade limite, é calculada a área transversal da caixa de retenção com a Equação 3.33.

$$A_{trans} = \frac{Q}{V_h} \quad \text{Equação 3.25}$$

Dado que a altura de água permanece essencialmente constante no canal de gradeamento e na caixa de areia, calculam-se a largura (Equação 3.34) e o comprimento (Equação 3.35) do desarenador.

$$B = \frac{A_{trans}}{H} \quad \text{Equação 3.26}$$

$$L = \frac{A_{sup}}{B} \quad \text{Equação 3.27}$$

Em que:

B : largura (m);

A_{trans} : área transversal (m^2);

H: altura (m);

L: comprimento (m);

A_{sup} : área superficial (m^2).

3.3.2 Unidade de mistura rápida

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), o dimensionamento da unidade de mistura rápida deve ser realizado com base em resultados experimentais realizados em instalações com reatores estáticos (jarteste ou floteste), ou em instalações piloto de escoamento contínuo. Porém, conforme explicado no item 1, serão utilizados como base os limites teóricos estabelecidos pela NBR 12216:1992.

A unidade de mistura rápida é utilizada primariamente para garantir a mistura adequada de produtos químicos na água bruta, em especial o coagulante, que permitirá que a posterior unidade de floculação da ETA cumpra sua função eficientemente.

Para esse trabalho, será utilizada uma unidade de mistura rápida composta por uma calha Parshall com saída em descarga livre, dispositivo simples que, quando projetado adequadamente, atua duplamente tanto como uma unidade de mistura rápida quanto um medidor de vazão.

Segundo Sabogal Paz (2007) e Di Bernardo *et al.* (2017), além de poder atuar como medidor de vazão, esse tipo de unidade também apresenta as seguintes vantagens:

- Opera apenas de forma hidráulica, não necessitando de energia elétrica;
- Manutenção é simples, por não possuir partes móveis;
- Facilidade de construção ou aquisição de unidades padronizadas;
- Custo baixo;
- Simplicidade na medição de vazão;
- Pequena perda de carga;
- É ideal para estações com vazões afluentes constantes;
- Risco mínimo de sedimentação de material no fundo do canal.

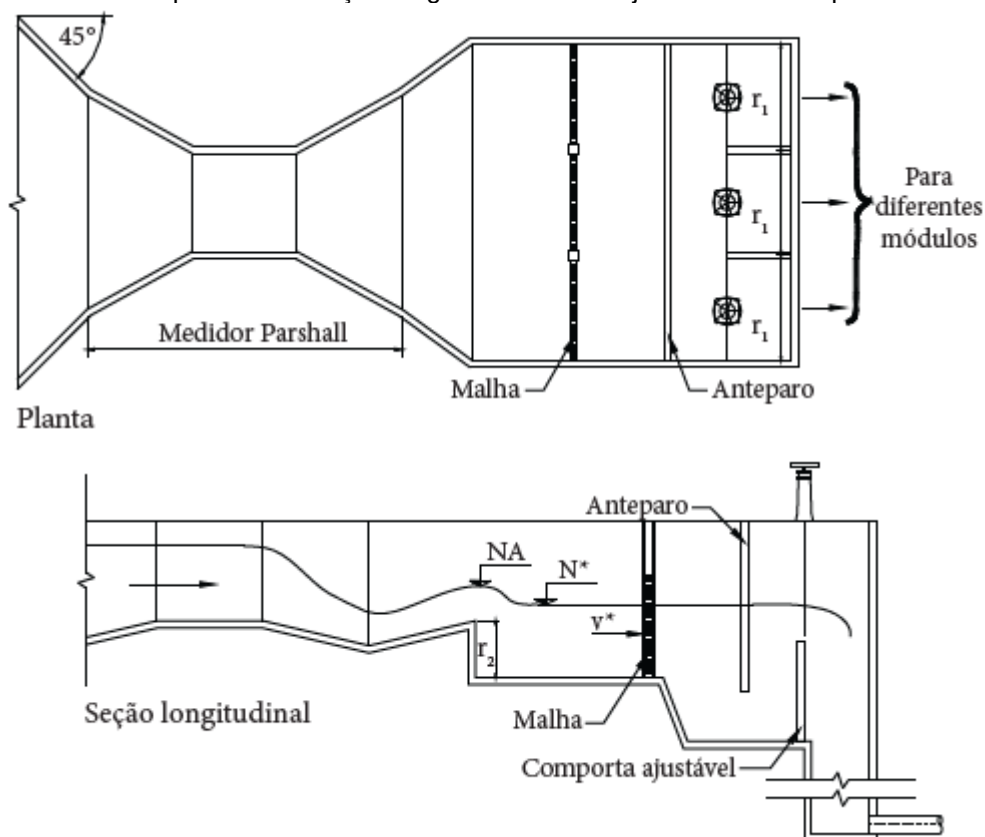
Porém, por ser tão simples, a calha Parshall também apresenta algumas desvantagens. Ainda de acordo com Sabogal Paz (2007) e Di Bernardo *et al.* (2017), as principais desvantagens são:

- Por ser um dispositivo unicamente hidráulico, não é possível controlar o gradiente de velocidade e o tempo de mistura quando há alteração de vazão afluente à estação. Contudo, segundo Di Bernardo *et al.* (2017), esse problema pode ser parcialmente contornado com a implementação de uma malha de mistura e um anteparo, ou comporta ajustável do tipo vertedor;
- O ressalto da calha pode ficar afogado por conta de variações na vazão afluente à ETA;
- Pode ocorrer erosão no local do ressalto (Vigneswaran *et al.*, 1995).

A escolha de se trabalhar com a calha Parshall com a saída em descarga livre foi feita seguindo recomendações de Parlatore (1972), CEPIS (1981), Arboleda (2000), Penna (1984), Di Bernardo e Penna (1985) e Coelho (1989). Além disso, os últimos três autores ainda recomendam que:

- Ocorra a menor altura possível da lâmina líquida na garganta (altura y_1 , que será abordada posteriormente), desde que seja compatível com as vazões de medição previstas pelo perfil padronizado;
- Ressalto hidráulico iniciando no final da garganta;
- Execução de rebaixo após o trecho divergente para instalação de malha e comporta tipo vertedor, de forma a contornar o problema do descontrole de gradiente de velocidade a partir de variações de vazão afluente à ETA, conforme apresentado pela Figura 3.8.

Figura 3.8 - Vista em planta e da seção longitudinal do arranjo recomendado para calhas Parshall



Fonte: Di Bernardo *et al.* (2017)

Seguindo recomendações da NBR 12216:1992, no item 5.8.2, a unidade de mistura rápida, na ausência de ensaios laboratoriais, será projetada para um gradiente de velocidade entre 700 s^{-1} e 1100 s^{-1} , com um tempo de mistura inferior a 5 s.

Para o dimensionamento da calha Parshall, será utilizado o roteiro de cálculo indicado por Di Bernardo *et al.* (2017). O roteiro é composto pelas equações apresentadas a seguir, sendo também mostradas diversas recomendações de projeto conforme apontadas pela literatura.

O primeiro passo para a determinação de um perfil de calha Parshall é a escolha de suas dimensões padronizadas a partir da vazão afluyente à ETA. Para tanto, utiliza-se a Tabela 3.4, sendo que w é a largura nominal da garganta da calha Parshall e Q é a vazão.

Tabela 3.4 - Dimensões (em m) dos perfis padronizados de calha Parshall

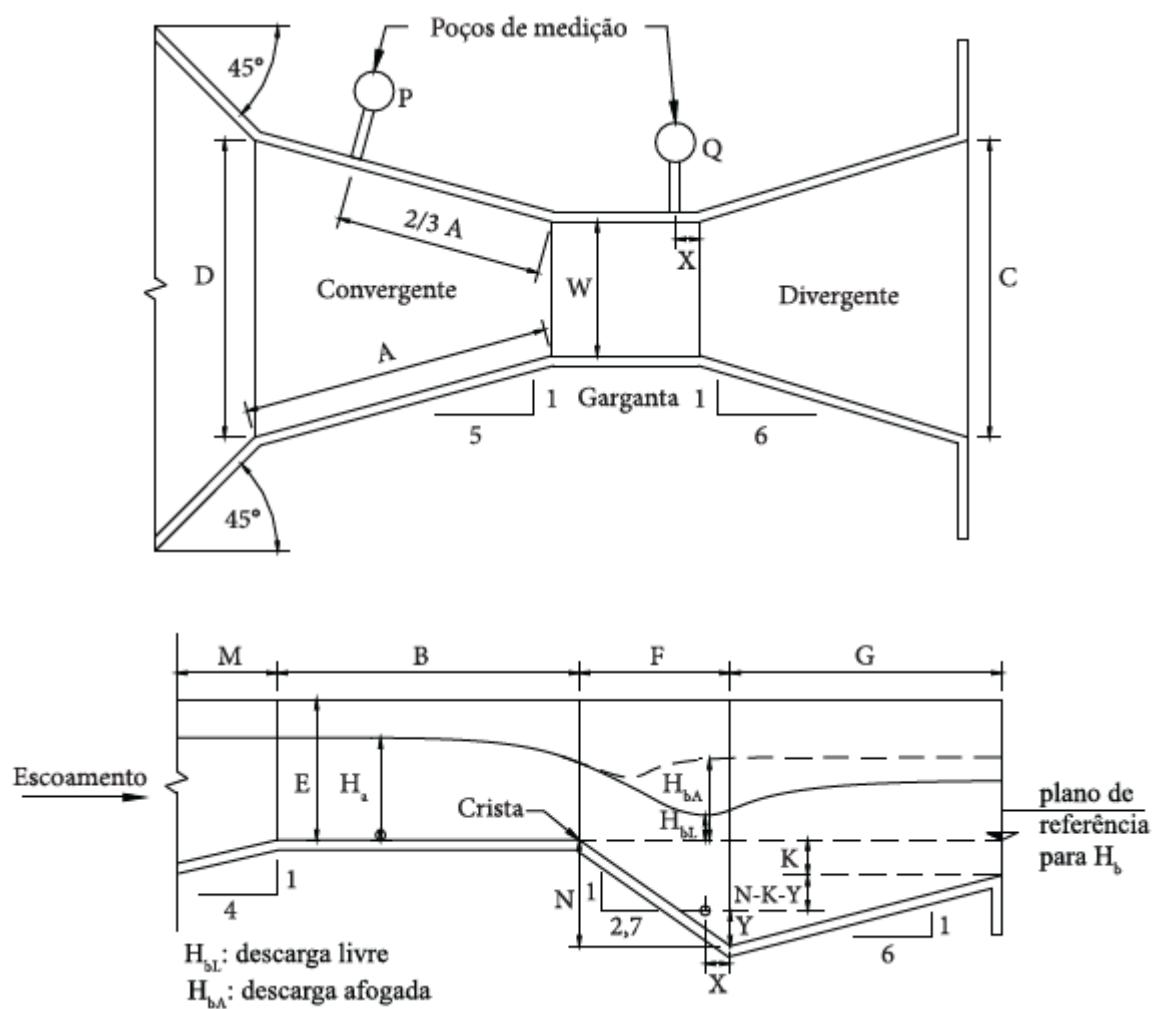
w	A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y	Q (L/s)
0,025	0,363	0,356	0,093	0,168	0,229	0,076	0,203	0,019	0,029	-	0,363	0,3 a 5,0
0,076	0,466	0,457	0,178	0,259	0,457	0,152	0,305	0,025	0,057	0,025	0,466	0,8 a 53,8
0,152	0,610	0,610	0,394	0,403	0,610	0,305	0,610	0,076	0,114	0,051	0,610	1,4 a 110,4
0,229	0,880	0,864	0,380	0,575	0,763	0,305	0,457	0,076	0,114	0,051	0,880	2,5 a 252,0
0,305	1,372	1,344	0,610	0,845	0,915	0,610	0,915	0,076	0,229	0,051	1,372	3,1 a 455,9
0,457	1,449	1,420	0,762	1,026	0,915	0,610	0,915	0,076	0,229	0,051	1,449	4,2 a 696,6
0,610	1,525	1,496	0,915	1,207	0,915	0,610	0,915	0,076	0,229	0,051	1,525	11,9 a 937,3
0,915	1,677	1,645	1,220	1,572	0,915	0,610	0,915	0,076	0,229	0,051	1,677	17,3 a 1427,2
1,220	1,830	1,795	1,525	1,938	0,915	0,610	0,915	0,076	0,229	0,051	1,830	36,8 a 1922,7
1,525	1,983	1,941	1,830	2,303	0,915	0,610	0,915	0,076	0,229	0,051	1,983	45,3 a 2423,9
1,830	2,135	2,090	2,135	2,667	0,915	0,610	0,915	0,076	0,229	0,051	2,135	73,6 a 2939,8
2,135	2,288	2,240	2,440	3,030	0,915	0,610	0,915	0,076	0,229	0,051	2,288	85,0 a 3437,7
2,440	2,440	2,392	2,745	3,490	0,915	0,610	0,915	0,076	0,229	0,051	2,440	99,1 a 3950,2
3,050	2,745	4,270	3,660	4,759	1,220	0,915	1,830	0,153	0,343	-	2,745	200,0 a 5660,0

Fonte: Adaptada de Di Bernardo *et al.* (2017)

As dimensões da calha Parshall em planta e em seção longitudinal podem ser observadas, respectivamente, na Figura 3.9.

Ressalta-se que na Figura 3.9 estão indicados dois poços de medição. No primeiro poço, localizado no trecho convergente, a medição pode ser usada para ambos os casos em que a calha Parshall esteja trabalhando com saída em descarga livre ou afogada, enquanto o segundo, localizado na garganta, só pode ser utilizado quando a calha está afogada na saída.

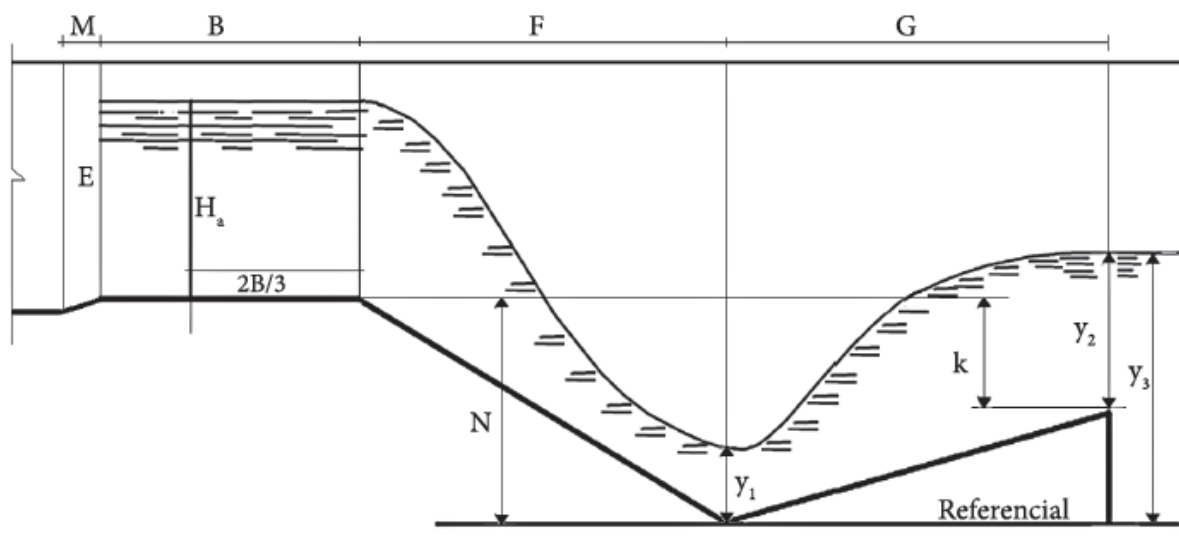
Figura 3.9 - Vista em planta e seção longitudinal de uma calha Parshall padronizada, com as dimensões indicadas



Fonte: Di Bernardo *et al.* (2017)

A Figura 3.10 mostra como é o perfil do ressalto hidráulico na calha Parshall caso ela seja apropriadamente dimensionada com saída em descarga livre.

Figura 3.10 - Seção longitudinal da Parshall com desenho esquemático do ressalto hidráulico



Fonte: Di Bernardo *et al.* (2017)

Com um perfil inicial de calha Parshall escolhido, é necessário realizar uma série de cálculos referentes a diversos parâmetros de funcionamento hidráulico da unidade de mistura rápida. A partir dos resultados obtidos, eles deverão ser comparados com as recomendações da literatura pertinente a esse assunto.

Conforme explicitado anteriormente, a calha funcionará com descarga livre. Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), recomenda-se que a relação matemática representativa da submergência da calha Parshall, expressa pela relação entre o nível de água no local de ressalto em relação à crista da calha Parshall (H_b) e o nível de água máxima no trecho convergente em que o escoamento é subcrítico (H_a), esteja entre os seguintes valores:

- $H_b/H_a \leq 0,6$ para $7,5 \text{ cm} \leq w \leq 22,5 \text{ cm}$;
- $H_b/H_a \leq 0,7$ para $30,5 \text{ cm} \leq w \leq 244,0 \text{ cm}$;
- $H_b/H_a \leq 0,8$ para $305 \text{ cm} \leq w \leq 1.525,0 \text{ cm}$.

Para se determinar H_a , é necessário utilizar uma das seguintes expressões matemáticas indicadas pela Equação 3.28 a Equação 3.32, de acordo com a largura nominal da calha. Vale ressaltar que essas equações têm dupla funcionalidade, sendo a primeira, em âmbito teórico, para a determinação de H_a para quesitos de verificação de parâmetros de projeto, e a segunda, no âmbito prático, para se determinar a vazão que está percorrendo pela calha Parshall a partir da altura H_a .

$w = 7,6 \text{ cm:}$	$Q = 0,1765 \cdot H_a^{1,547}$	Equação 3.28
$w = 15,2 \text{ cm:}$	$Q = 0,381 \cdot H_a^{1,580}$	Equação 3.29
$w = 22,9 \text{ cm:}$	$Q = 0,535 \cdot H_a^{1,530}$	Equação 3.30
$30,5 \text{ cm} \leq w \leq 244,0 \text{ cm:}$	$Q = 0,372 \cdot w \cdot (3,281 \cdot H_a)^{1,568 \cdot w^{0,026}}$	Equação 3.31
$305 \text{ cm} \leq w \leq 1.525,0 \text{ cm:}$	$Q = (2,2926 \cdot w + 0,4737) H_a^{1,6}$	Equação 3.32

Em seguida, calcula-se a largura da calha Parshall no trecho convergente referente à altura H_a (D'), conforme apresentado na Equação 3.33. A partir disso, é possível calcular a velocidade de escoamento da água nesse mesmo trecho, por meio da Equação 3.34.

$$D' = \frac{2}{3} \cdot (D - w) + w \quad \text{Equação 3.33}$$

$$Q = V \cdot D' \cdot H_a \quad \text{Equação 3.34}$$

Em que:

D' : largura da calha Parshall no trecho convergente referente à altura H_a (m);

D : dimensão padronizada da calha Parshall referente à maior largura do trecho convergente (m);

w : largura nominal da garganta da calha Parshall (m);

Q : vazão percorrida através da calha Parshall (m^3/s);

V : velocidade média de escoamento no trecho referente à altura de água H_a (m/s);

H_a : altura de água máxima no trecho convergente em que o escoamento é subcrítico (m).

Em sequência, é feito o cálculo da energia disponível na seção de medição (E_a) com a Equação 3.35. A partir disso, obtém-se um ângulo fictício (φ) por meio da Equação 3.36, que será utilizado para o cálculo da velocidade média de escoamento no início do ressalto da calha Parshall.

$$E_a = H_a + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + N \quad \text{Equação 3.35}$$

$$\cos(\varphi) = \frac{-g \cdot Q}{(w \cdot 0,67 \cdot g \cdot E_a)^{1,5}} \quad \text{Equação 3.36}$$

Em que:

E_a : energia disponível na seção de medição (m);

H_a : altura de água na seção de medição (m);

V_a : velocidade média de escoamento na seção de medição (m/s);

g : aceleração gravitacional (m/s²);

N : dimensão padronizada da calha Parshall (m);

φ : ângulo fictício (°);

Q : vazão (m³/s);

w : largura nominal da garganta da Parshall (m).

A partir do ângulo fictício φ e da energia E_a , calculam-se a velocidade média de escoamento (V_1) com a Equação 3.37, e a altura de água no início do ressalto que ocorre na calha Parshall (y_1), conforme indicado na Equação 3.38.

$$V_1 = 2 \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot g \cdot E_a}{3}\right)^{0,5} \quad \text{Equação 3.37}$$

$$y_1 = E_a - \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \quad \text{Equação 3.38}$$

Em que:

V_1 : velocidade média de escoamento no início do ressalto que ocorre na calha Parshall (m/s);

φ : ângulo fictício (°);

g : aceleração gravitacional (m/s²);

E_a : energia disponível na seção de medição (m);

y_1 : altura de água no início do ressalto que ocorre na Parshall (m).

Considerando o fundo da calha Parshall horizontal, calcula-se sequencialmente o número de Froude (Fr), adimensional que relaciona a inércia do fluxo com o campo externo, a partir do qual determinam-se a altura de água no final do ressalto (y_3) e a velocidade média de escoamento no trecho divergente (V_2), conforme indicado pela Equação 3.39 a Equação 3.42.

Ressalta-se que a Equação 3.41 foi determinada a partir da Figura 3.10 e que V_2 , conforme recomendado por Di Bernardo *et al.* (2017), deve ser maior ou igual a 2 m/s.

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \quad \text{Equação 3.39}$$

$$y_3 = \frac{y_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot Fr^2} - 1) \quad \text{Equação 3.40}$$

$$y_2 = y_3 - (N - K) \quad \text{Equação 3.41}$$

$$V_2 = \frac{Q}{C \cdot y_2} \quad \text{Equação 3.42}$$

Em que:

Fr: número de Froude;

V_1 : velocidade média de escoamento no início do ressalto que ocorre na Parshall (m/s);

g: aceleração gravitacional (m/s²);

y_1 : altura de água no início do ressalto que ocorre na calha Parshall (m);

y_3 : altura de água no final do ressalto que ocorre na calha Parshall considerando plano horizontal de referência no ponto mais baixo da calha (m);

y_2 : altura de água no final do ressalto que ocorre na calha Parshall considerando elevação final da calha (m);

N: dimensão padronizada da calha Parshall (m);

K: dimensão padronizada da calha Parshall (m);

V_2 : velocidade média de escoamento no trecho divergente (m/s);

Q: vazão (m³/s);

C: dimensão padronizada da calha Parshall (m);

A partir dos resultados obtidos até então, calculam-se as perdas de energia (E_n) pela Equação 3.43 e de carga (Δh) por meio da Equação 3.44.

$$E_n = E_a - \left[\frac{V_2^2}{2 \cdot g} + y_2 + (N - K) \right] \quad \text{Equação 3.43}$$

$$\Delta h = H_a + N - y_3 \quad \text{Equação 3.44}$$

Em que:

E_n : perda de energia (m);

E_a : energia disponível na seção de medição (m);

V_2 : velocidade média de escoamento no trecho divergente (m/s);

g : aceleração gravitacional (m/s²);

y_2 : altura de água no final do ressalto que ocorre na calha Parshall considerando elevação final da calha (m);

N : dimensão padronizada da calha Parshall (m);

K : dimensão padronizada da calha Parshall (m);

Δh : perda de carga (m);

H_a : altura de água na seção de medição (m);

y_3 : altura de água no final do ressalto que ocorre na calha Parshall considerando plano horizontal de referência no ponto mais baixo da calha (m);

Finalmente, determinam-se o tempo médio de escoamento da água no trecho divergente (t_{mr}) com a Equação 3.45 e o gradiente de velocidade médio (G_{mr}) da calha Parshall por meio da Equação 3.46.

$$t_{mr} = \frac{G}{\frac{V_1 + V_2}{2}} \quad \text{Equação 3.45}$$

$$G_{mr} = \sqrt{\frac{\gamma \cdot E_n}{\mu \cdot t_{mr}}} \quad \text{Equação 3.46}$$

Em que:

t_{mr} : tempo médio de escoamento da água no trecho divergente (s);

G : dimensão padronizada da calha Parshall (m);

V_1 : velocidade média de escoamento no início do ressalto que ocorre na Parshall (m/s)

V_2 : velocidade média de escoamento no trecho divergente (m/s);

G_{mr} : gradiente de velocidade médio na calha Parshall (s⁻¹);

γ : peso específico da água (kg/m³);

E_n : perda de energia (m);

μ : viscosidade absoluta da água (N.s/m²).

Como já citado anteriormente, a NBR 12216:1992 recomenda que o gradiente de velocidade esteja entre 700 s^{-1} e 1100 s^{-1} na ausência de ensaios laboratoriais. Além dessa recomendação, ainda existe a recomendação de Di Bernardo *et al.* (2017) de que o gradiente de velocidade máximo seja de 1000 s^{-1} . Assim, será feito o cálculo de forma a tentar atender ambos os critérios simultaneamente.

Por fim, conforme indicado por Di Bernardo *et al.* (2017), quando a calha Parshall é utilizada como unidade de mistura rápida, é necessário limitar a velocidade de escoamento após o trecho divergente a $0,6 \text{ m/s}$ por meio do rebaixo na seção final do trecho divergente. Não somente isso, mas também deve haver uma distância mínima (L) entre esse trecho e as comportas tipo vertedor com descarga livre para que seja garantida a divisão equitativa de vazão entre os módulos de floculação. Essa distância L varia conforme a largura do trecho divergente da Parshall (C). Assim, a relação varia para cada largura nominal de gargantada calha (w):

- w entre 7,6 e 22,9 cm: $L = 5 C$;
- w entre 30,5 e 61,0 cm: $L = 4 C$;
- w entre 91,5 e 152,5 cm: $L = 3,0 C$;
- w igual a 183,0 ou 213,5 cm: $L = 3 C$;
- w igual a 244,0 ou 305,0 cm: $L = 2,5 C$.

3.3.3 Unidades de floculação

A etapa de floculação, feita logo em seguida da mistura rápida, tem por objetivo promover a aglutinação das partículas presentes na água bruta que foram desestabilizadas pela ação do coagulante inserido na unidade de mistura rápida. Esse agrupamento permite a formação de aglomerados maiores denominados de flocos, que são consideravelmente mais suscetíveis à ação de sedimentação do que as partículas primárias presentes inicialmente na água bruta, facilitando sua remoção no processo de decantação.

Conforme indicado por Di Bernardo *et al.* (2017), o tempo de percurso de água coagulada até as unidades de floculação deve ser inferior a 1 min, ou inferior a 3 min, desde que o gradiente médio de velocidade desse percurso seja equivalente ao que ocorre na unidade de mistura rápida.

Segundo Sabogal Paz (2007), a floculação pode ser realizada por meio do uso de misturadores tanto hidráulicos (chicanas, meio granular, entre outros), que utilizam

a energia dissipada na perda de carga para promover a mistura do fluido, quanto mecanizados, que necessitam de energia elétrica para alimentação de um motor elétrico, que então realiza a mistura da massa líquida. Os misturadores mecanizados para floculação podem ser tanto de paletas quanto de turbina.

Para esse projeto, serão utilizados misturadores mecanizados devido à sua principal vantagem que, quando providos de inversores de frequência, permitem a alteração da velocidade de rotação do equipamento. Essa característica possibilita a variação do gradiente médio de velocidade ocorrido na mistura, que intrinsicamente está relacionado à adequada floculação da água, que é dependente da qualidade de água bruta e vazão afluyente à ETA. Segundo a NBR 12216:1992, a variação do gradiente de velocidade deve ser de 50%, tanto para mais quanto para menos do gradiente fixado de projeto. A norma também recomenda um número mínimo de três câmaras em série dotadas de agitadores mecanizados.

Mais especificamente, será utilizada uma combinação de floculadores do tipo turbina e do tipo paletas paralelas ao eixo vertical. De acordo com Di Bernardo *et al.* (2017), o projeto da unidade de floculação dotada desse tipo de tecnologia deve ser compartimentalizado em câmaras separadas para cada equipamento, de forma a evitar a formação de curtos-circuitos hidráulicos e zonas mortas que prejudicam a qualidade da floculação.

Além da vantagem de controle do gradiente médio de velocidade, segundo Sabogal Paz (2007) e Di Bernardo *et al.* (2017), os floculadores mecanizados paralelos ao eixo vertical ainda apresentam os seguintes benefícios:

- O conjunto motriz é posicionado sobre a estrutura, permitindo fácil acesso para operação e acesso;
- Dependendo do projeto, é possível retirar o equipamento sem realizar a drenagem da câmara de floculação;
- Baixa perda de carga (Kawamura, 2000);
- Aplicáveis para estações com vazão afluyente de 25 L/s a 1000 L/s (Richter *et al.*, 1991);
- Tipo turbina: recomendável para gradientes de velocidade superiores a 30 s^{-1} ;
- Tipo paleta: recomendável para gradientes de velocidade iguais ou inferiores a 30 s^{-1} .

Contudo, ainda segundo Sabogal Paz (2007) e Di Bernardo *et al.* (2017), existem diversas desvantagens associadas à essa tecnologia, entre elas:

- As câmaras de floculação devem ser projetadas de acordo com especificações técnicas dos fabricantes do equipamento;
- Necessidade de energia elétrica e pessoal qualificado para operação e manutenção;
- Custos de implantação, operação e manutenção são elevados se comparados aos floculadores hidráulicos;
- A maior parte da energia aplicada é perdida por meio de atrito e de indução, o que não ocorre nas unidades hidráulicas (Richter *et al.*, 1991);
- Mesmo com o equipamento realizando movimento circular, pode ocorrer a mistura inadequada do fluido. Isso pode ser parcialmente contornado com a utilização de anteparos nas paredes e no fundo da câmara;
- Tipo turbina: podem surgir zonas de floculação ineficientes a partir de uma determinada velocidade de rotação (Azevedo Netto *et al.*, 1987).

Apesar disso, decidiu-se que as vantagens prevalecem sobre as desvantagens dos floculadores mecanizados.

3.3.3.1 Dimensões das câmaras

Como não serão realizados ensaios laboratoriais para a determinação do período ótimo de detenção da água nas câmaras de floculação, a NBR 12216:1992 recomenda que o tempo total de floculação, considerando todas as câmaras de floculação, esteja compreendido no intervalo de 30 min a 40 min.

De forma a facilitar o processo construtivo do projeto, pretende-se adotar câmaras de dimensões iguais entre si com formato quadrado em planta, desde que isso não comprometa nenhum requisito de projeto exigido por normas brasileiras ou desrespeite recomendações da literatura.

As câmaras serão quadradas e geometricamente idênticas entre si, então, para determinar as suas dimensões, utilizam-se a Equação 3.47 e Equação 3.48.

$$Vol_u = \frac{Q \cdot t_f}{n_{cf}} \quad \text{Equação 3.47}$$

$$Vol_u = a^2 \cdot h_u$$

Equação 3.48

Em que:

Vol_u : volume útil de uma câmara (m^3);

Q : vazão (m^3/s);

t_f : tempo total de floculação, compreendido entre 30 min e 40 min (s);

n_{cf} : número de câmaras de floculação;

a : dimensão em planta de uma câmara (m);

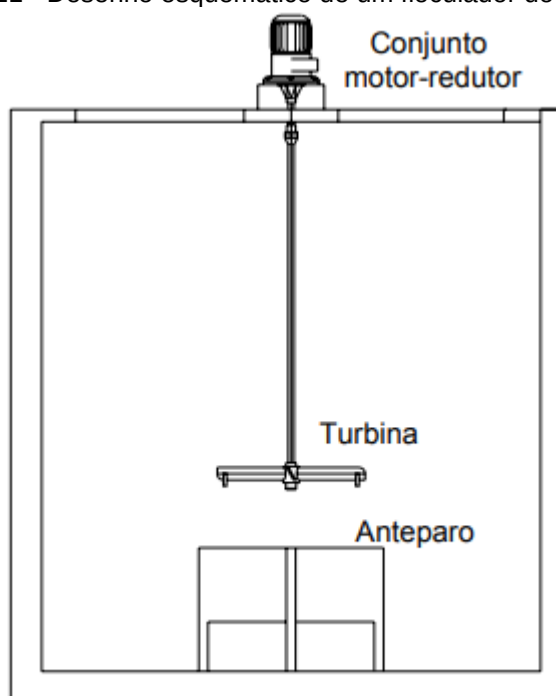
h_u : altura útil de uma câmara (m).

3.3.3.2 Floculadores tipo turbina

Conforme citado no item 3.3.3, os floculadores tipo turbina são recomendados para gradientes médios de velocidade superiores a 30 s^{-1} , pois para gradientes menores, não se garante a condição de mistura completa (Di Bernardo *et al.*, 2017). Esses agitadores devem ser inseridos nas primeiras câmaras, visto que as câmaras finais de floculação devem apresentar menores gradientes de velocidade com o intuito de se manter a integridade dos flocos maiores e garantir um processo adequado de decantação.

A Figura 3.11 ilustra o conjunto ideal de um floculador tipo turbina, em que a base do equipamento é posicionada na passarela para facilitar o acesso à operação e manutenção, com o rotor a uma certa distância do fundo da câmara, e um anteparo (também denominado de dispositivo quebra-vórtice) logo abaixo do rotor.

Figura 3.11 - Desenho esquemático de um floculador do tipo turbina



Fonte: Sabogal Paz (2007)

Mais especificamente, serão utilizados agitadores de escoamento axial que possuem paletas inclinadas a 32° ou 45° , segundo a horizontal, conforme recomendações de Di Bernardo *et al.* (2017).

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), para que se obtenha a condição de mistura completa com o uso de floculadores mecanizados com escoamento axial, geralmente são usadas as seguintes relações geométricas entre o misturador e a câmara de floculação:

- $2,0 \leq a/D_{ax} \leq 6,6$;
- $2,7 \leq h_u/D_{ax} \leq 3,9$;
- $0,9 \leq h_{ax}/D_{ax} \leq 1,1$.

Em que:

a: dimensão em planta de uma câmara quadrada (m);

D_{ax} : diâmetro do rotor (m);

h_u : altura útil de uma câmara (m);

h_{ax} : distância entre fundo da câmara e rotor (m).

Segundo a NBR 12216:1992, na ausência de ensaios laboratoriais para determinação de gradientes de velocidade otimizados, o gradiente de velocidade na primeira câmara deve ser no máximo 70 s^{-1} . Considerando essa limitação e respeitando as relações geométricas citadas, calculam-se a potência útil introduzida na água (P_{uax}) por meio da Equação 3.49 e a potência do motor (P_m) com a Equação 3.50, que segundo Di Bernardo *et al.* (2017) deve ser aproximadamente o dobro da potência máxima (referente ao maior gradiente de velocidade necessário) introduzida na água.

$$P_{uax} = \mu \cdot Vol_u \cdot G_f^2 \quad \text{Equação 3.49}$$

$$P_m = 2 \cdot P_{uax,max} \quad \text{Equação 3.50}$$

Em que:

P_{uax} : potência útil introduzida na água pelo agitador com escoamento axial (N.m/s);

μ : viscosidade absoluta da água (N.s/m²);

Vol_u : volume útil de uma câmara (m³);

G_f : gradiente médio de velocidade (s⁻¹);

P_m : potência do motor (N.m/s);

$P_{uax,max}$: potência útil introduzida na água pelo agitador com escoamento axial referente ao máximo gradiente médio de velocidade (N.m/s).

A partir disso, é possível determinar o número de rotações do rotor (N_r), que será utilizado para a configuração do equipamento durante sua operação de forma a garantir o controle do gradiente de velocidade. O seu cálculo está apresentado na Equação 3.51.

$$N_r = \left(\frac{P_{uax}}{K_{ax} \cdot \rho_a \cdot D_{ax}^5} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Equação 3.51}$$

Em que:

N_r : número de rotações do rotor (rps);

P_{uax} : potência útil introduzida na água pelo agitador com escoamento axial (N.m/s);

K_{ax} : coeficiente dependente da inclinação das paletas do agitador com escoamento axial;

ρ_a : massa específica da água (kg/m^3);

D_{ax} : diâmetro do rotor (m);

O coeficiente K_{ax} , dependendo da inclinação das paletas, pode assumir duas faixas de valores, sendo elas:

- Paletas inclinadas a 32° : 1,0 a 1,2;
- Paletas inclinadas a 45° : 1,3 a 1,8.

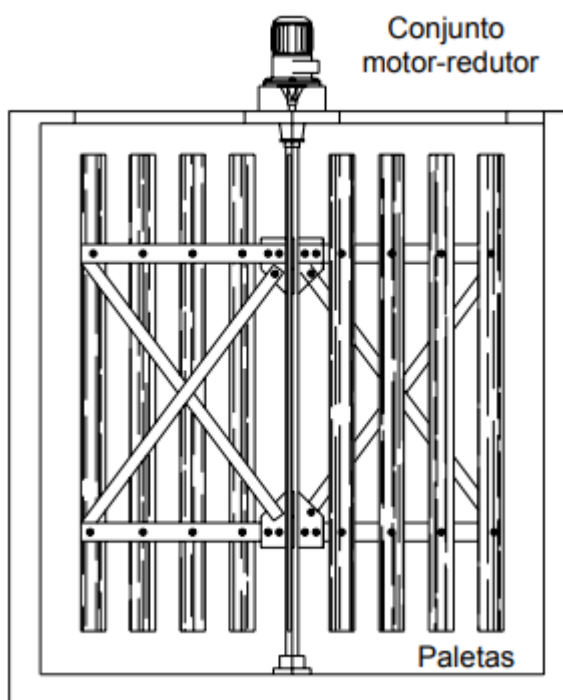
3.3.3.3 Floculadores tipo paletas

Como já explicado no item 3.3.3, agitadores do tipo paletas com o eixo disposto na vertical são recomendados para gradientes médios de velocidade iguais ou inferiores a 30 s^{-1} . Assim, eles serão utilizados nas últimas câmaras de floculação, de forma a garantir valores decrescentes de gradientes de velocidade ao longo da unidade.

Além disso, a NBR 12216:1992 também sugere que, na ausência de experimentos laboratoriais, seja respeitado um gradiente de velocidade mínimo de 10 s^{-1} . Ademais, segundo Bean (1953), a área total das paletas deve ser menor do que 25% da área transversal de uma câmara quadrada, visto que relações superiores a essa resultam em uma rotação significativa da água sem que haja mistura adequada.

Na Figura 3.12 está apresentado um conjunto típico de um floculador tipo paletas com quatro paletas por braço.

Figura 3.12 - Desenho esquemático de um floculador do tipo paletas paralelas ao eixo vertical



Fonte: Sabogal Paz (2007)

Para o dimensionamento dessas unidades, é inicialmente feito o cálculo da potência dissipada por uma única paleta (P_{up}), deixando-a em função da rotação (N_r), conforme indicado na Equação 3.52.

$$P_{up} = 5,85 \cdot 10^{-5} \cdot \gamma \cdot C_d \cdot [(1 - K_{ap}) \cdot N_r]^3 \cdot R_p^3 \cdot A_p \quad \text{Equação 3.52}$$

Em que:

P_{up} : potência útil introduzida por uma paleta (N.m/s);

γ : peso específico da água (N/m³);

C_d : coeficiente de arrasto;

K_{ap} : relação entre a velocidade da água e velocidade da paleta;

N_r : rotação (rpm);

R_p : distância do centro do eixo ao centro da paleta (m);

A_p : área de uma paleta (m²).

Como a Equação 3.52 trata-se da potência de uma única paleta, nota-se que somente os termos K_{ap} e R_p variam com a paleta observada no braço. Assim, é

possível generalizar a equação de acordo com o número de paletas por braço do floculador, conforme indicado na Equação 3.53.

$$P_{ub} = 5,85 \cdot 10^{-5} \cdot \gamma \cdot C_d \cdot N_r^3 \cdot A_p \cdot \sum_{i=1}^n \left[(1 - K_{api})^3 \cdot R_{pi}^3 \right] \quad \text{Equação 3.53}$$

Em que:

P_{ub} : potência útil introduzida por um braço com n paletas (N.m/s);

γ : peso específico da água (N/m³);

C_d : coeficiente de arrasto;

N_r : rotação (rpm);

A_p : área de uma paleta (m²);

n: número de paletas em um braço;

K_{api} : relação entre a velocidade da água e velocidade da i-ésima paleta;

R_{pi} : distância do centro do eixo ao centro da i-ésima paleta (m);

O coeficiente de arrasto (C_d) foi determinado experimentalmente por Parlatore (1972) e varia de acordo com a relação entre o comprimento da paleta (b_p) e sua largura (h_p). As faixas de valores obtidos podem ser observadas na Tabela 3.5. Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), recomenda-se que a relação b_p/h_p seja entre 15 e 20, de forma que C_d resulte entre 1,35 e 1,46.

Tabela 3.5 - Valores do coeficiente de arrasto para diversas relações de b_p/h_p

Relação b_p/h_p	C_d
1	1,10
2	1,15
4	1,19
10	1,29
18	1,40
20	1,46
∞	2,01

Fonte: adaptado de Parlatore (1972)

Para o dimensionamento propriamente dito do floculador, é necessário calcular, inicialmente, a potência correspondente a um braço com quatro paletas com a Equação 3.53. Seguindo recomendações de Di Bernardo *et al.* (2017), que se originaram de diversos experimentos realizados por Campos (1992), a relação entre

velocidades da água e da paleta (K_{ap}) para flocculadores com quatro paletas por braço pode ser adotada igual a 0,20 para a paleta mais distante do eixo central, 0,15 para a paleta mais próxima e valores intermediários para as demais paletas.

Em seguida, é necessário adaptar essa potência calculada com os resultados dos experimentos de Campos (1992), apresentados na Tabela 3.6, para se obter a verdadeira potência dissipada pelo flocculador idealizado.

Tabela 3.6 - Relação entre as potências determinadas experimentalmente para diferentes agitadores

Tipo de agitador (referência)	Agitador com dois braços	Agitador com quatro braços
1 braço e 1 paleta por braço (P11)	$P_{21}/P_{11} = 2,00 \pm 0,25$	$P_{41}/P_{11} = 3,00 \pm 0,30$
1 braço e 2 paletas por braço (P12)	$P_{22}/P_{12} = 1,80 \pm 0,18$	$P_{42}/P_{12} = 2,60 \pm 0,30$
1 braço e 3 paletas por braço (P13)	$P_{23}/P_{13} = 1,70 \pm 0,27$	$P_{43}/P_{13} = 2,40 \pm 0,35$
1 braço e 4 paletas por braço (P14)	$P_{24}/P_{14} = 1,60 \pm 0,28$	$P_{44}/P_{14} = 2,00 \pm 0,36$

Fonte: adaptado de Campos (1992)

Assim, as potências dissipadas máxima e mínima pelo agitador são calculadas pela Equação 3.54 e Equação 3.55, respectivamente.

$$P_{upemax} = RP_{max} \cdot P_{ub} \quad \text{Equação 3.54}$$

$$P_{upemin} = RP_{min} \cdot P_{ub} \quad \text{Equação 3.55}$$

Em que:

P_{upemax} : potência dissipada máxima pelo agitador (N.m/s);

RP_{max} : relação máxima entre potências;

P_{upemin} : potência dissipada mínima pelo agitador (N.m/s);

P_{ub} : potência útil introduzida por um braço com n paletas (N.m/s);

RP_{min} : relação mínima entre potências.

Em seguida, calcula-se a potência associada ao gradiente médio de velocidade no qual o flocculador operará, conforme indicado na Equação 3.56.

$$P = \mu \cdot Vol_u \cdot G^2 \quad \text{Equação 3.56}$$

Em que:

P: potência introduzida na água por um determinado gradiente de velocidade (N.m/s);

μ : viscosidade absoluta da água (N.s/m²);

V_{lu} : volume útil de uma câmara (m^3);

G : gradiente médio de velocidade (s^{-1}).

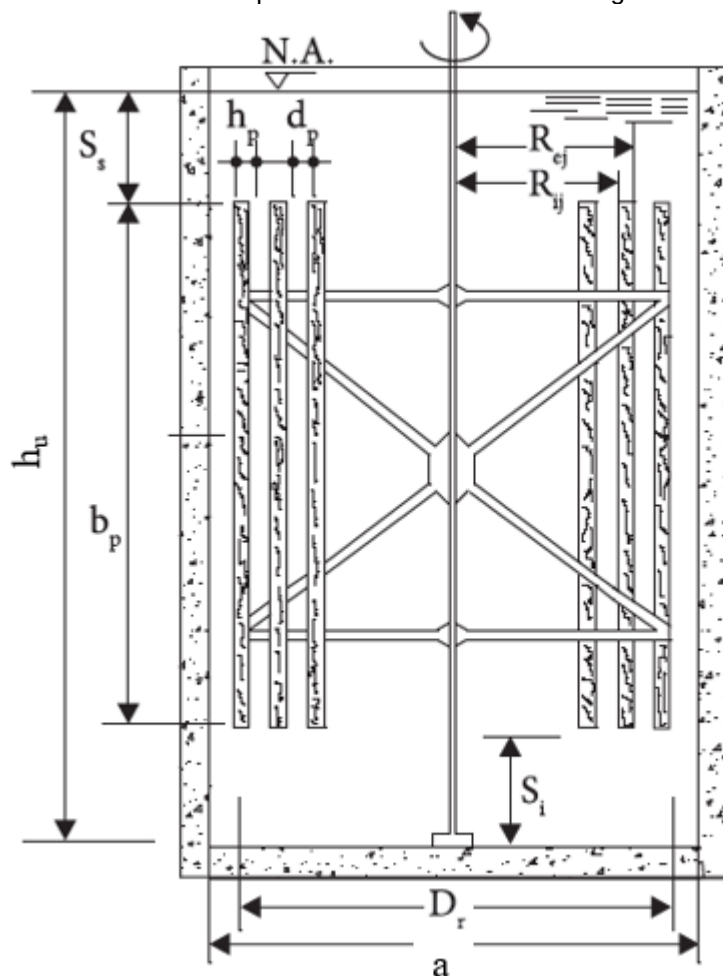
Finalmente, com a potência determinada e utilizando-se os resultados obtidos na Equação 3.54 e Equação 3.55, calculam-se as rotações nas quais o floculador operará utilizando-se a Equação 3.53.

Por fim, segundo Di Bernardo *et al.* (2017), existem as seguintes recomendações de relações geométricas e critérios de projeto:

- Velocidade de qualquer paleta: $v_p \leq 0,7 \text{ m/s}$;
- Velocidade de uma paleta situada a uma distância igual a dois terços do diâmetro do rotor, a partir do eixo central: $0,2 \leq v_{p2/3} \leq 0,6 \text{ m/s}$;
- Potência do motor: igual à cerca de duas vezes a potência útil (P_{upe});
- Distância entre paletas: $d_p \geq 0,1 \text{ m}$;
- Profundidade útil da câmara: $h_u \leq 5 \text{ m}$;
- Comprimento das paletas: $b_p \leq 4 \text{ m}$;
- Largura das paletas: $0,1 \leq h_p \leq 0,3 \text{ m}$;
- Relação entre o diâmetro do rotor e o lado da câmara com agitador de eixo vertical: $0,8 L_c \leq D_r \leq 0,9 L_c$;
- Distância entre o nível de água e a extremidade superior das paletas: $0,15 \text{ m} \leq S_s$;
- Distância entre o fundo da câmara e a extremidade inferior das paletas: $S_i \leq 0,5 \text{ m}$.

De forma a facilitar a visualização dessas recomendações, a Figura 3.13 apresenta um desenho esquemático em corte de uma câmara de floculação dotada de um agitador com eixo disposto na vertical com todas as dimensões indicadas.

Figura 3.13 - Desenho esquemático de floculador com agitador disposto no eixo vertical



Fonte: adaptado de Di Bernardo *et al.* (2017)

3.3.3.4 Passagens entre câmaras

Conforme citado no item 3.3.3, as câmaras devem ser separadas para cada agitador, sendo necessário projetar as passagens entre elas. A NBR 12.216:1992 recomenda que as passagens devem ser dimensionadas de modo que o gradiente de velocidade médio, dado pela Equação 3.57, seja menor ou igual ao da câmara antecedente.

$$G_{mf} = \sqrt{\frac{\gamma}{2 \cdot \mu \cdot g}} \cdot \sqrt{\frac{f}{4 \cdot R_h}} \cdot V^{1,5}$$

Equação 3.57

Em que:

G_{mf} : gradiente médio de velocidade na passagem (s^{-1});

γ : peso específico da água (N/m^3);

μ : viscosidade absoluta da água (N.s/m^2);

g : aceleração gravitacional (m/s^2);

f : fator de atrito;

R_h : raio hidráulico (m);

V : velocidade média de escoamento na passagem (m/s).

3.3.4 Unidades de decantação

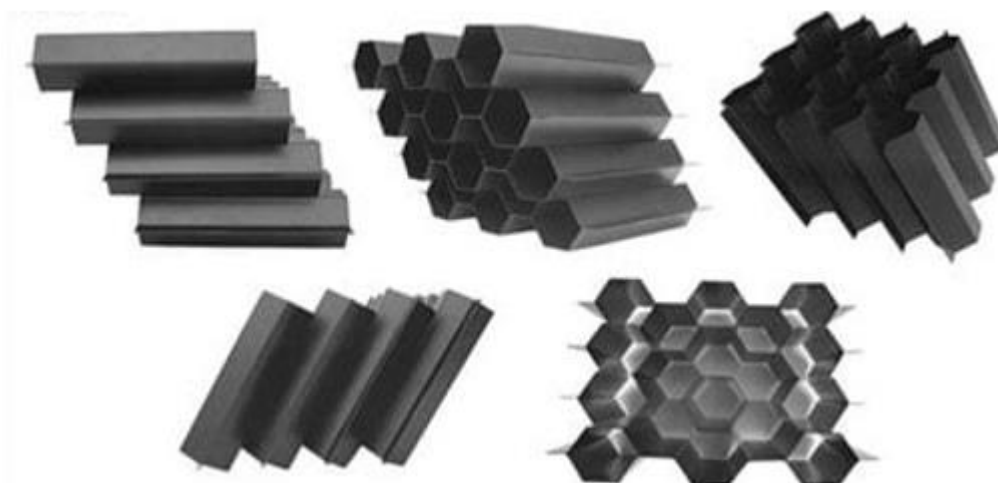
O processo de decantação tem como objetivo remover os flocos formados na etapa de floculação, que são partículas de maiores dimensões e, conseqüentemente, com maior peso específico do que a água.

Em um decantador convencional ou de alta taxa, a água floculada entra pela parte inferior do decantador e a água faz um percurso ascensional e em direção às unidades de filtração, com uma velocidade de sedimentação suficiente para que os flocos sedimentem para o fundo do decantador e a água decantada seja coletada na parte superior da câmara ao longo de seu comprimento por meio de calhas de coleta providas de pequenos vertedores.

Ainda existem unidades de flotação que têm a mesma funcionalidade das unidades de decantação, mas funcionam de forma inversa. Nos flotadores, em que as partículas (geralmente orgânicas que possuem menor peso específico que a água) sobem até o nível de água enquanto a água flotada é coletada na parte inferior da unidade.

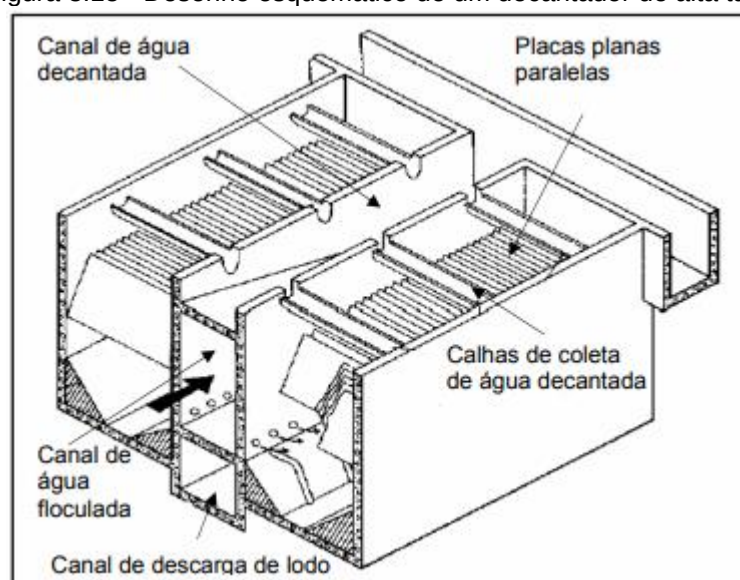
Nesse caso, como os dados de qualidade de água do manancial a ser utilizado para o abastecimento da ETA não acusa presença significativa de matéria orgânica, serão utilizados decantadores. Mais especificamente, serão utilizados decantadores dotados de módulos tubulares (Figura 3.14), também chamados de decantadores de alta taxa, cuja tecnologia pode ser observada na Figura 3.15.

Figura 3.14 - Módulos tubulares para decantação de alta taxa



Fonte: adaptado de Yete Tratamento de Água

Figura 3.15 - Desenho esquemático de um decantador de alta taxa



Fonte: Sabogal Paz (2007)

Os decantadores de alta taxa necessitam de menor área em planta se comparados aos decantadores convencionais devido ao fato de que os flocos são sedimentados ao longo das placas, sendo compactados em blocos e aumentando sua velocidade de sedimentação, o que consequentemente reduz o tempo de detenção necessário para a remoção das partículas (Sabogal Paz, 2007).

Além de possuir uma menor área em planta, segundo Sabogal Paz (2007), os módulos tubulares podem ser instalados em decantadores originalmente projetados como convencionais, com o intuito de aumentar a capacidade e eficiência do sistema

existente. Porém, isso só é possível caso a entrada e a saída do decantador sejam adaptadas para o funcionamento adequado do sistema de alta taxa.

Contudo, esse tipo de tecnologia apresenta algumas desvantagens conforme descrito por Sabogal Paz (2007):

- Pode ocorrer a proliferação de algas nos módulos tubulares, dificultando os processos de operação e manutenção da unidade;
- O projeto e construção dessas unidades requerem maiores cuidados do que decantadores convencionais, visto que a forma ou espaçamento dos módulos podem afetar a turbulência e as condições de escoamento, prejudicando a eficiência de decantação;
- Podem ser mais fundas se comparadas aos decantadores convencionais.

Por fim, segundo Di Bernardo *et al.* (2017), existem três requisitos básicos que devem ser cumpridos, desde que não ocorra ruptura de flocos na entrada do decantador de alta taxa: distribuição uniforme de água floculada sob os dutos, extração apropriada de material depositado e coleta uniforme de água decantada. Cada um desses aspectos será abordado na seção apropriada do trabalho.

3.3.4.1 Número de decantadores

Segundo a NBR 12216:1992, o número de unidades de decantação necessários para um projeto depende de alguns fatores, sendo eles:

- Estações com capacidade inferior a 1000 m³/dia, em operação contínua, ou estações com capacidade de até 10000 m³/dia, com período de funcionamento inferior a 18 h/dia, podem dispor de apenas uma unidade de decantação, desde que não-mecanizada;
- Estações com capacidade superior a 10000 m³/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.

3.3.4.2 Dimensões em planta

Para a determinação das dimensões em planta dos decantadores, o item 5.10.3 da NBR 12216:1992 recomenda a Equação 3.58 para a determinação do fator de área (f) e a Equação 3.59 para a área em planta propriamente dita dos decantadores.

$$f = \frac{\sin(\theta) \cdot \left(\sin(\theta) + \left(\frac{l}{d} \right) \cdot \cos(\theta) \right)}{S} \quad \text{Equação 3.58}$$

$$A = \frac{Q}{f \cdot V_s} \quad \text{Equação 3.59}$$

Em que:

f: fator de área;

θ : ângulo de inclinação dos elementos tubulares ($^\circ$);

l: comprimento do elemento tubular ou da placa (m);

d: diâmetro interno do elemento tubular ou distância entre unidades sucessivas de placas paralelas (m);

l/d: deve ser maior ou igual a 12;

S: fator de eficiência (1,0 para placas planas paralelas, 4/3 para tubos circulares e 11/8 para tubos quadrados);

A: área em planta do decantador (m^2);

Q: vazão que passa pela unidade (m^3/s);

V_s : velocidade de sedimentação (m/s);

Segundo experimentos realizados por Hansen e Culp (1967), recomenda-se que o ângulo de inclinação dos elementos tubulares (θ) seja adotado entre 55° e 60° . Isso é devido ao fato de que, apesar da eficiência da sedimentação diminuir com o aumento do ângulo de inclinação dos dutos com a horizontal, a operação da ETA é facilitada por meio da limpeza contínua dos flocos depositados realizada pelo escoamento deles no sentido oposto ao do escoamento da água floculada.

Para a velocidade de sedimentação (V_s), na ausência de experimentos laboratoriais, o item 5.10.4.1 da NBR 12216:1992 recomenda os seguintes valores:

- Estações com capacidade de até $1000 \text{ m}^3/\text{dia}$: $1,74 \text{ cm/min}$ ($25 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$);
- Estações com capacidade entre 1000 e $10000 \text{ m}^3/\text{dia}$:
 - Com bom controle operacional: $2,43 \text{ cm/min}$ ($35 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$);
 - Sem bom controle operacional: $1,74 \text{ cm/min}$ ($25 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$);
- Estações com capacidade superior a $10000 \text{ m}^3/\text{dia}$: $2,80 \text{ cm/min}$ ($40 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$).

Ademais, segundo o item 5.10.5.2 da NBR 12216:1992, em decantadores de elementos tubulares, a velocidade longitudinal máxima, para fluxo laminar, deve ser de 0,35 cm/s, e para fluxo não-laminar, de 0,60 cm/s.

3.3.4.3 *Manifold* de distribuição de água floculada

Conforme citado no item 3.3.4, a distribuição uniforme de água floculada sob os dutos é um dos pré-requisitos para o bom funcionamento de uma unidade de decantação de alta taxa. De forma a garantir esse aspecto, serão dimensionados *manifolds*, que são canais de seção transversal variável dotados de orifícios. Esses canais são dispostos ao longo da seção longitudinal do decantador, com o intuito de assegurar plena utilização dos módulos tubulares e manter uma adequada eficiência no processo de decantação.

Os *manifolds*, além dos orifícios, devem ser necessariamente projetados com uma seção transversal variável de forma a garantir que todos os orifícios transmitam uma vazão de água floculada com uma diferença máxima de 10% entre quaisquer orifícios. Caso a sua seção transversal fosse constante, as vazões que percorrem pelos orifícios seriam distintas entre si por conta da mudança de direção de escoamento e pela perda de carga ocorrida nos orifícios, resultando em vazões também distintas (Di Bernardo *et al.*, 2017). Vale ressaltar que, segundo Di Bernardo *et al.* (2017), como as perdas de carga ocorridas nos orifícios são muito maiores do que as perdas decorrentes do atrito entre o canal e a água, pode-se considerar somente a perda nos orifícios.

O dimensionamento do *manifold* é feito de forma iterativa, ou seja, são realizados os mesmos cálculos diversas vezes seguidas até que se chegue em um valor próximo ao real, que é obtido a partir da *n*-ésima iteração em que a diferença de velocidade nos orifícios entre duas iterações consecutivas resulte razoavelmente baixa.

Além disso, o método é feito por meio de tentativa e erro, em que são avaliadas diversas combinações de diâmetros de orifícios e dimensões inicial e final do canal até que se atinja um valor satisfatório de diferença de velocidade entre orifícios. Conforme citado anteriormente, a diferença máxima de 10% de vazão é o que orientará esse dimensionamento.

Assim, segundo Di Bernardo *et al.* (2017), o projeto do *manifold* é iniciado por uma estimativa inicial das dimensões inicial e final do canal de distribuição de seção variável, de tal forma que, em qualquer ponto ao longo de seu comprimento, a

velocidade média de escoamento nesse canal principal (V_p) esteja entre 0,07 e 0,20 m/s. Além disso, também é feita a estimativa do número e diâmetro dos orifícios, de forma que velocidade média de escoamento em quaisquer dos orifícios laterais (V_l) resulte entre 0,20 e 0,40 m/s, considerando uma distribuição equitativa de vazão entre todos os orifícios na primeira iteração.

Apesar de que os decantadores a serem dimensionados serão de fluxo vertical, cabe citar o item 5.10.7.1 da NBR 12216:1992, o qual enuncia que a entrada de água nos decantadores de elementos tubulares de fluxo horizontal realizada por meio de *manifold* deve atender às seguintes condições:

- Ter o maior número possível de orifícios uniformemente espaçados segundo a largura e a altura útil do decantador e a distância entre orifícios deve ser igual ou inferior a 0,50 m;
- Estar situada a uma distância “d” da entrada, calculada pela Equação 3.60

$$d = 1,5 \cdot \frac{a}{A} \cdot H \quad \text{Equação 3.60}$$

Em que:

a = área total dos orifícios (m²);

A = área da seção transversal do decantador (m²);

H = altura útil do decantador (m);

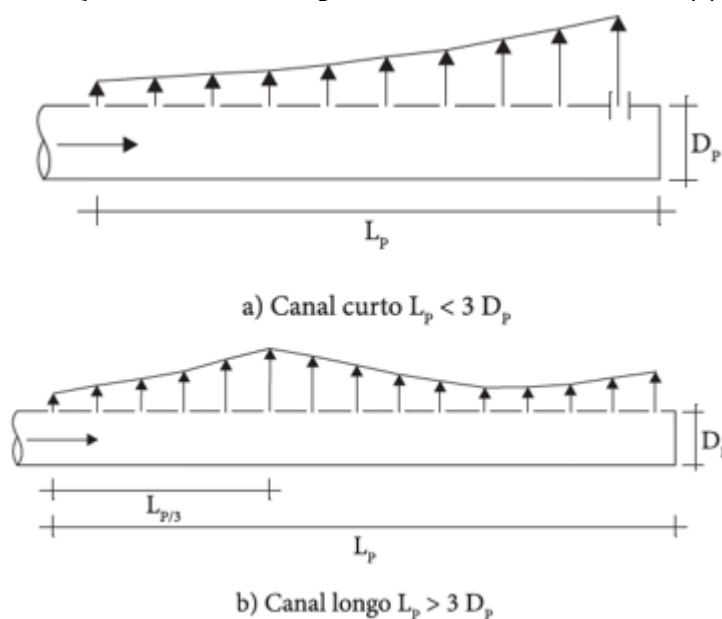
- Gradiente de velocidade nos orifícios iguais ou inferiores a 20 s⁻¹;
- Quando a parede da cortina tem espessura inferior à dimensão que caracteriza as aberturas de passagem da água, estas devem receber bocais de comprimento pelo menos igual à referida dimensão;
- A câmara de entrada que antecede a cortina deve ser projetada de modo a facilitar a sua limpeza;
- Relação a/A igual ou inferior a 0,5.

Assim, apesar dessas exigências serem somente para decantadores de escoamento horizontal, elas servirão parcialmente para orientar algumas diretrizes de projeto.

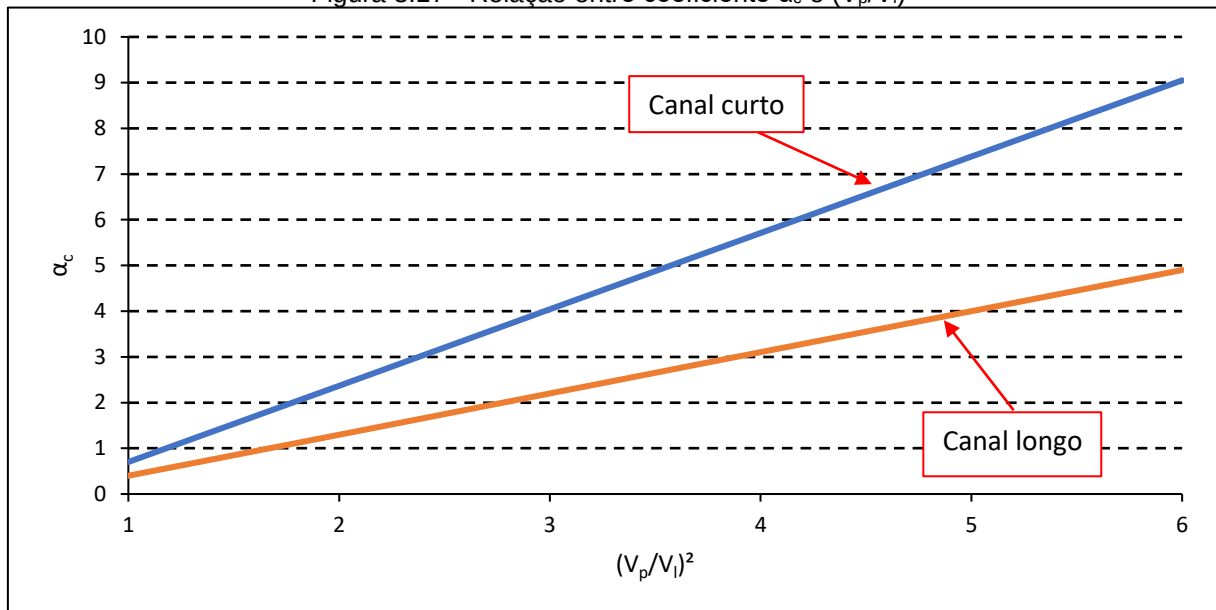
Em seguida, determina-se o tipo de canal no qual o *manifold* se enquadra. O tipo de canal pode ser classificado como curto ou longo, e isso influencia diretamente na distribuição de vazão ao longo dos orifícios, como pode ser observado na Figura 3.16. Além do perfil de distribuição de vazão, o tipo de canal também fornece os parâmetros θ_c e φ_c (apresentados graficamente na Figura 3.17), que serão utilizados para o cálculo posterior do coeficiente α_c :

- Canal curto ($L_p/D_p < 3$):
 - $\theta_c = 0,70$;
 - $\varphi_c = 1,67$;
- Canal longo ($L_p/D_p > 3$):
 - $\theta_c = 0,40$;
 - $\varphi_c = 0,90$;

Figura 3.16 - Variação de vazão ao longo de *manifolds* de canal curto (a) ou longo (b)



Fonte: adaptado de Hudson Junior (1981)

Figura 3.17 - Relação entre coeficiente α_c e $(V_p/V_l)^2$ 

Fonte: adaptado de Hudson Junior (1981)

Na sequência, calcula-se o coeficiente α_c por meio da Equação 3.61, que é uma forma de relacionar as perdas de carga decorrentes do desvio de água do canal a um orifício.

$$\alpha_c = \theta_c + \varphi_c \cdot \left(\frac{V_p}{V_l}\right)^2 \quad \text{Equação 3.61}$$

Em que:

α_c : coeficiente utilizado para relacionar as perdas de carga decorrentes do desvio de água do canal a um orifício;

θ_c : coeficiente linear da reta da função de α_c ;

φ_c : coeficiente angular da reta da função de α_c ;

V_p : velocidade média de escoamento no canal principal (m/s);

V_l : velocidade média de escoamento no orifício lateral (m/s).

Em posse do valor de α_c para cada um dos orifícios presentes no *manifold*, calcula-se o coeficiente β_c com a Equação 3.62, que relaciona a perda de energia ocorrida entre dois pontos quaisquer do canal:

$$\beta_c = \alpha_c + 1 \quad \text{Equação 3.62}$$

Em que:

β_c : coeficiente que relaciona a perda de energia ocorrida entre dois pontos quaisquer do canal principal;

α_c : coeficiente utilizado para relacionar as perdas de carga decorrentes do desvio de água do canal a um orifício;

Finalmente, é feito o cálculo da velocidade média de escoamento real em cada um dos orifícios pela Equação 3.63.

$$V_{li} = \frac{Q_t}{A_l \cdot \sqrt{\beta_{ci}}} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{1}{\beta_{ci}}} \right)^{-1} \quad \text{Equação 3.63}$$

Em que:

V_{li} : velocidade média de escoamento no i-ésimo orifício lateral (m/s);

Q_t : vazão total afluyente canal principal (m³/s);

A_l : área da seção transversal do orifício lateral (m²);

β_{ci} : coeficiente que relaciona perda de energia referente ao i-ésimo orifício lateral.

Resgatando as limitações mencionadas, as velocidades médias de escoamento em quaisquer dos orifícios laterais (V_i) devem resultar entre 0,20 e 0,40 m/s, com uma variação máxima de 10% entre quaisquer orifícios.

Além disso, deve ser garantido que o gradiente médio de velocidade em qualquer orifício pertencente ao *manifold* seja menor ou igual à última câmara de floculação. Como o *manifold* operará de forma afogada, há a formação de jatos submersos (discutidos com maior detalhe no item 3.3.4.4.2), cujo gradiente de velocidade pode ser calculado a partir da Equação 3.64.

$$G_o = \frac{d_o}{S_o} \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot V_o^3}{8 \cdot \nu \cdot C_d^2 \cdot X_o}} \quad \text{Equação 3.64}$$

Em que:

G_o : gradiente de velocidade médio devido aos jatos (s⁻¹);

d_o : diâmetro dos orifícios (m);

S_o : espaçamento entre orifícios (m);

V_o : velocidade média de escoamento nos orifícios (m/s);

ν : viscosidade cinemática da água (m/s^2);

C_d : coeficiente de descarga (aproximadamente igual a 0,61);

X_o : alcance dos jatos (m).

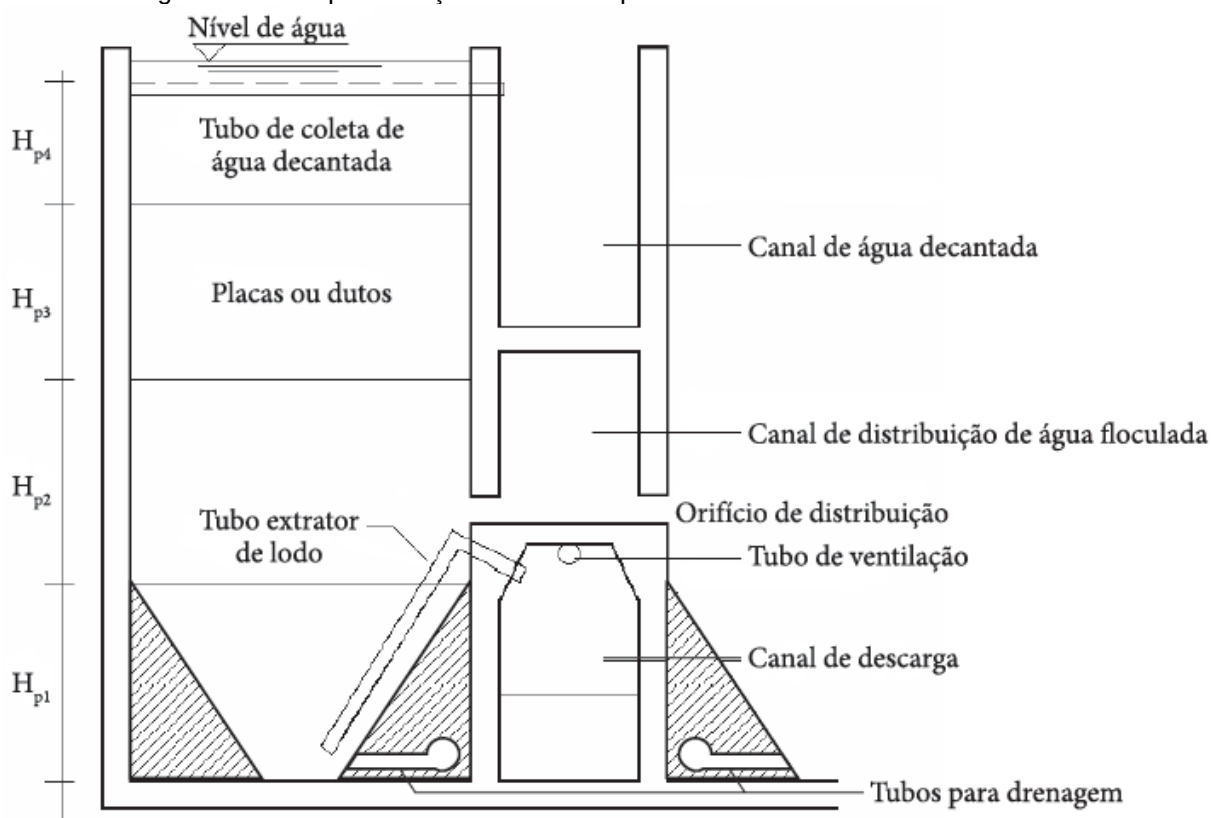
3.3.4.4 Alturas parciais

Além das dimensões em planta, é necessário realizar o adequado projeto da seção transversal de um decantador de alta taxa. Para tanto, serão consideradas quatro alturas parciais de interesse, com as seguintes nomenclaturas extraídas e adaptadas de Di Bernardo *et al.* (2017):

- H_{p1} : altura do poço de lodo;
- H_{p2} : distância entre a extremidade superior do poço de lodo e a extremidade inferior dos módulos tubulares;
- H_{p3} : altura dos módulos tubulares;
- H_{p4} : distância entre a extremidade superior dos módulos tubulares e a geratriz superior do vertedor da calha de coleta de água decantada.

De forma a facilitar a compreensão dessas alturas, elas estão representadas na Figura 3.18.

Figura 3.18 - Representação das alturas parciais de um decantador de alta taxa



Fonte: Di Bernardo *et al.* (2017)

3.3.4.4.1 Altura parcial H_{p1}

A determinação da altura parcial H_{p1} , referente à altura dos poços de lodo, ficará em função das dimensões do decantador de tal forma que sejam acomodados poços de dimensões idênticas ao longo do fundo do decantador.

A NBR 12216:1992 exige que o fundo do decantador inclinado tenha ângulo superior a 50° , formando poço em forma de tronco de pirâmide ou de cone invertido, na extremidade inferior do qual deve situar-se a abertura da descarga. Considerando que os poços terão o formato de tronco de pirâmide invertido com bases quadradas, a altura H_{p1} é dada pela Equação 3.65.

$$H_{p1} = \tan(\theta) \cdot \left(\frac{A - a}{2} \right) \quad \text{Equação 3.65}$$

Em que:

H_{p1} : altura do poço de lodo (m);

θ : inclinação das paredes do poço de lodo ($^\circ$);

A: lado da base maior do poço de lodo (m);

a: lado da base menor do poço de lodo (m).

3.3.4.4.2 Altura parcial H_{p2}

A altura parcial H_{p2} , que é a distância entre a extremidade superior do poço de lodo e a extremidade inferior dos módulos tubulares, é determinada a partir do cálculo do raio de jato expandido decorrente do escoamento de água através dos orifícios de distribuição de água floculada pertencentes ao *manifold* descrito no item 3.3.4.3.

De acordo com Albertson *et al.* (1948), a expressão geral que relaciona a velocidade de escoamento em qualquer seção do jato desde a saída do orifício está indicada na Equação 3.66.

$$\log_{10} \left(\frac{V_{ex} \cdot X}{V_{or} \cdot d_{or}} \right) = 0,79 - 33 \cdot \frac{r^2}{X^2} \quad \text{Equação 3.66}$$

Em que:

V_{ex} : velocidade de escoamento em um ponto do perfil de velocidade na distância X e raio r (m/s);

V_{or} : velocidade de escoamento no orifício (m/s);

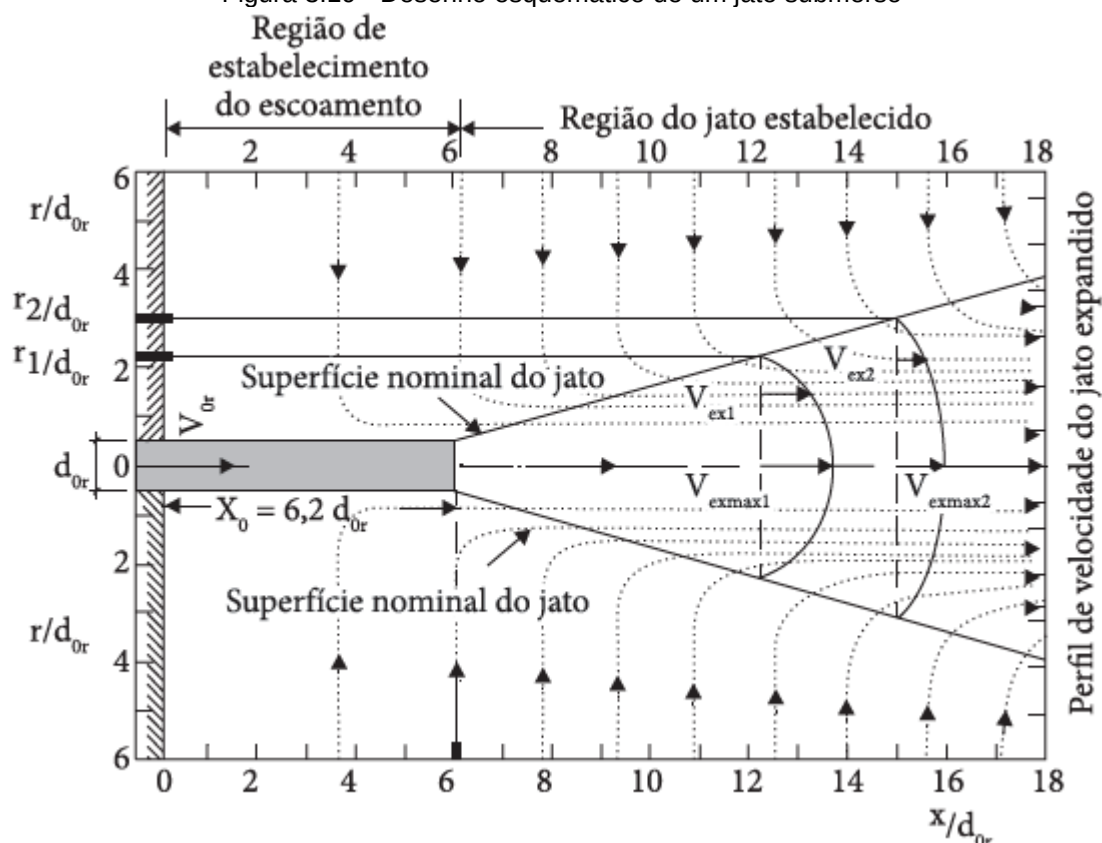
X: distância a partir do orifício (m);

d_{or} : diâmetro do orifício (m);

r: raio do jato expandido (m).

Uma ilustração detalhada da situação desse tipo de jato submerso pode ser observada na Figura 3.19.

Figura 3.19 - Desenho esquemático de um jato submerso

Fonte: Di Bernardo *et al.* (2017)

Para o jato submerso, existe uma região de estabelecimento de escoamento cuja velocidade máxima de escoamento da água no centro do jato é igual à velocidade de escoamento no orifício. Sabendo-se disso e igualando r a 0 na Equação 3.66, calcula-se o comprimento dessa região de estabelecimento de escoamento, representado pela Equação 3.67.

$$X_0 = 6,2 \cdot d_{or} \quad \text{Equação 3.67}$$

Em que:

X_0 : distância a partir do orifício correspondente à região de estabelecimento do escoamento (m);
 d_{or} : diâmetro do orifício (m).

A partir dessas informações, determina-se a distância entre a parede dos orifícios e a parede frontal do jato expandido (d_{pf}). Essa parede frontal pode assumir dois valores distintos:

- O primeiro deles é para o caso em que existe somente um *manifold* para distribuição de água floculada para o decantador. Assim, d_{pf} assume o valor igual à largura do decantador;
- O segundo caso é quando o decantador é alimentado por dois *manifolds*. Nessa circunstância, d_{pf} assume o valor igual à metade da largura do decantador.

A velocidade de escoamento (V_{ex}) em uma seção qualquer do jato expandido variará desde um valor próximo de zero na superfície nominal do jato, até um valor máximo (V_{exmax}) na sua linha central ($r = 0$). Com a distância d_{pf} determinada, calcula-se a velocidade de escoamento máxima em um ponto do perfil de velocidade na distância X igual à d_{pf} por meio da Equação 3.68, tendo-se a expressão adaptada:

$$\frac{V_{exmax}}{V_{or}} = \frac{6,2}{\left(\frac{d_{pf}}{d_{or}}\right)} \quad \text{Equação 3.68}$$

Em que:

V_{exmax} : velocidade de escoamento máxima em um ponto do perfil de velocidade na distância $X = d_{pf}$ e raio $r = 0$ (m/s);

V_{or} : velocidade de escoamento no orifício (m/s);

d_{pf} : distância entre a parede dos orifícios e a parede frontal do jato expandido (m);

d_{or} : diâmetro do orifício (m).

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), geralmente considera-se que, em qualquer ponto do perfil de velocidade do jato, a velocidade de escoamento V_{ex} é dada pela Equação 3.69.

$$V_{ex} = 0,01 \cdot V_{exmax} \quad \text{Equação 3.69}$$

Em que:

V_{ex} : velocidade de escoamento em um ponto do perfil de velocidade na distância X e raio r (m/s);

V_{exmax} : velocidade de escoamento máxima em um ponto do perfil de velocidade na distância X e raio $r = 0$ (m/s).

Em posse desses parâmetros, calcula-se o raio do jato expandido por meio da Equação 3.66. Com o valor do raio, a altura H_{p2} é determinada pela Equação 3.70.

$$H_{p2} = 2 \cdot r \quad \text{Equação 3.70}$$

3.3.4.4.3 Altura parcial H_{p3}

A altura dos módulos tubulares é calculada considerando o ângulo de inclinação recomendado no item 3.3.4.2 e o comprimento total dos módulos a serem implementados. O comprimento total necessário dos módulos para um eficiente processo de decantação é determinado em função das velocidades de sedimentação e longitudinal que percorrem o decantador.

Considerando o que foi explicitado no item 3.3.4.2 referente a essas velocidades, é possível adotar um determinado perfil para os módulos tubulares que seja compatível com as demais dimensões do decantador. Para tanto, podem ser utilizadas a Tabela 3.7 a Tabela 3.10.

Tabela 3.7 - Comprimento total necessário dos dutos (em metro) em função da velocidade de sedimentação de uma partícula discreta e da velocidade média de escoamento no duto de 48 x 85,5 mm

Vs(cm/min)	Velocidade de escoamento (cm/min)				
	10	15	20	25	30
1,0	1,2149	1,8602	2,5397	3,1945	3,8548
1,5	0,9653	1,2035	1,668	2,1064	2,5485
2,0	0,556	0,874	1,225	1,5558	1,8813
2,5	0,4163	0,6772	0,9582	1,224	1,4818
3,0	0,3291	0,532	0,7678	0,9844	1,1946
3,5	0,2654	0,4391	0,6356	0,8219	0,9962
4,0	0,2176	0,3678	0,5452	0,7034	0,8606

Fonte: adaptado de Di Bernardo *et al.* (2017)

Tabela 3.8 - Comprimento total necessário dos dutos (em metro) em função da velocidade de sedimentação de uma partícula discreta e da velocidade média de escoamento no duto de 50 x 500 mm

Vs(cm/min)	Velocidade de escoamento (cm/min)				
	10	15	20	25	30
1,0	0,9864	1,5296	2,0891	2,6378	3,1746
1,5	0,6363	0,9945	1,3729	1,7422	2,1051
2,0	0,4554	0,7236	1,0137	1,4585	1,5624
2,5	0,3448	0,5589	0,7956	1,0199	1,2371
3,0	0,2727	0,4497	0,648	0,8365	1,0187
3,5	0,2245	0,3699	0,5449	0,704	0,8591
4,0	0,1839	0,3158	0,4624	0,5966	0,7335

Fonte: adaptado de Di Bernardo *et al.* (2017)

Tabela 3.9 - Comprimento total necessário dos dutos (em metro) em função da velocidade de sedimentação de uma partícula discreta e da velocidade média de escoamento no duto de 60 x 600 mm

Vs(cm/min)	Velocidade de escoamento (cm/min)				
	10	15	20	25	30
1,0	1,1941	1,8331	2,5091	3,1733	3,8183
1,5	0,7617	1,1906	1,6527	2,0992	2,5344
2,0	0,5449	0,8649	1,2217	1,5564	1,8844
2,5	0,4119	0,6676	0,9554	1,2201	1,4823
3,0	0,3303	0,5372	0,7789	1,0006	1,2191
3,5	0,2673	0,4501	0,6616	0,8428	1,0245
4,0	0,2195	0,375	0,5539	0,7213	0,8823

Fonte: adaptado de Di Bernardo *et al.* (2017)

Tabela 3.10 - Comprimento necessário dos dutos (em metro) em função da velocidade de sedimentação de uma partícula discreta e da velocidade média de escoamento no duto de 100 x 1000 mm

Vs(cm/min)	Velocidade de escoamento (cm/min)				
	10	15	20	25	30
1,0	1,9822	3,0507	4,2284	5,2003	6,2713
1,5	1,2574	1,966	2,7683	3,3913	4,1038
2,0	0,9715	1,4348	1,9597	2,5031	3,0359
2,5	0,6958	1,1117	1,5386	1,9646	2,4024
3,0	0,5386	0,8898	1,2366	1,5893	1,9392
3,5	0,4319	0,7512	1,0323	1,3343	1,6257
4,0	0,3578	0,642	0,8739	1,1354	1,3921

Fonte: adaptado de Di Bernardo *et al.* (2017)

Como não existem os valores exatos das velocidades de sedimentação e longitudinal recomendados pela NBR 12216:1992 nessas tabelas, será necessário o emprego de interpolações lineares e possivelmente de aproximações realizadas por métodos numéricos computacionais.

3.3.4.4.4 Altura parcial H_{p4}

De acordo com a NBR 12216:1992, altura H_{p4} não deve ser inferior à metade do espaçamento entre as calhas ou tubos perfurados de coleta de água decantada.

3.3.4.5 Calhas de coleta de água decantada

Para o dimensionamento das calhas de coleta de água decantada, serão considerados vários vertedores triangulares distribuídos ao longo do comprimento das calhas.

Como citado no item 3.3.4, a coleta uniforme de água decantada é necessária para o adequado desempenho de uma unidade de decantação de alta taxa. Assim, as calhas serão posicionadas ao longo de todo o comprimento do decantador, de forma a garantir essa condição.

Além disso, serão obedecidas as seguintes recomendações da NBR 12216:1992:

- A coleta de água decantada deve ser feita por um sistema de tubos perfurados submersos ou de vertedores não-afogados organizados de modo a garantir vazão uniforme ao longo deles;
- O nível máximo de água no interior da canaleta deve situar-se a uma distância mínima de 10 cm abaixo da borda vertente. Se afogada, a carga hidráulica deve ser uniforme, visando a obter vazões iguais nas saídas do decantador;
- Em decantadores de fluxo vertical e nos de elementos tubulares inclinados, a vazão nos vertedores deve ser inferior a 2,5 L/s por metro;
- A distância entre as canaletas ou tubos de coleta não deve ser superior a duas vezes a altura livre da água sobre os elementos tubulares ou sobre a zona de lodo, nos decantadores de fluxo vertical.

De forma a cumprir a vazão máxima nos vertedores de L/s.m e considerando vertedores com uma relação entre sua altura e a altura de água acima da crista do vertedor maior do que 3,5, será utilizada a fórmula de Francis (1905) simplificada, indicada na Equação 3.71.

$$Q = 1,838 \cdot L \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

Equação 3.71

Em que:

Q: vazão no vertedor (m³/s);

L: largura do vertedor (m);

h: altura de água acima da crista do vertedor (m).

A perda de carga ocorrida nos vertedores triangulares será determinada com a Equação 3.72.

$$h = 1,4 \cdot Q^{\frac{2}{5}} \quad \text{Equação 3.72}$$

Em que:

Q: vazão no vertedor (m³/s);

h: altura de água acima da crista do vertedor (m).

3.3.4.6 Remoção de lodo

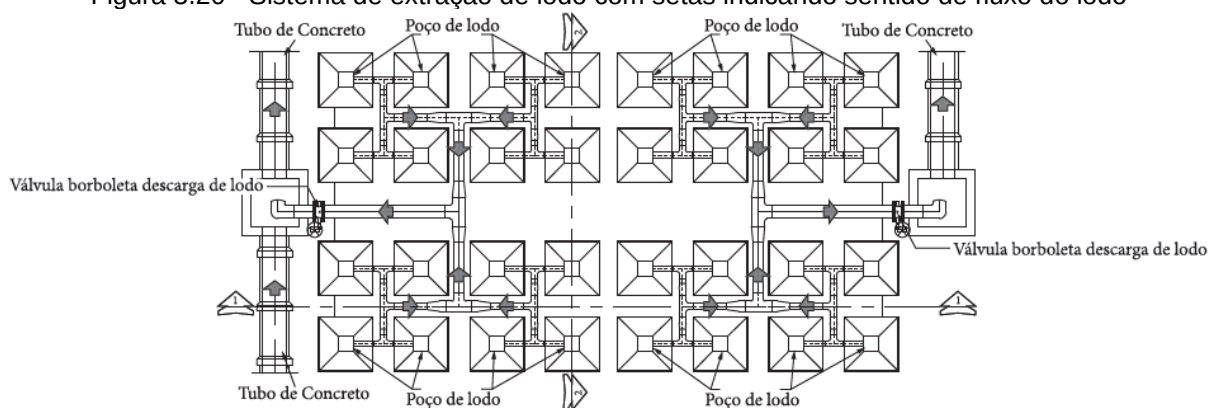
Conforme citado no item 3.3.4, a extração apropriada de material depositado é essencial para que o decantador funcione adequadamente. Sendo assim, o sistema de remoção de lodo a ser projetado será hidráulico, composto de poços de lodo.

Como discutido no item 3.3.4.4.1, a NBR 12216:1992 exige que o fundo do decantador inclinado tenha ângulo superior a 50°, formando poço em forma de tronco de pirâmide ou de cone invertido, na extremidade inferior do qual deve situar-se a abertura da descarga. Além disso, também são exigidos os seguintes aspectos:

- A carga hidráulica de descarga deve ser igual ou superior a 1,50 m, acrescida da soma das perdas de carga na canalização desde a entrada até o ponto de descarga;
- A canalização para descarga de lodo, com comprimento até 10 m, deve ter diâmetro mínimo de 150 mm;
- A canalização para descarga de lodo, quando situada sob estruturas ou locais de difícil acesso, ou ainda, com comprimento superior a 10 m, o diâmetro mínimo deve ser de 200 mm.

Além do dimensionamento dos poços já descrito no item 3.3.4.4.1, é necessário dimensionar o sistema de extração do lodo que se deposita nos poços. Como serão adotados poços de lodo idênticos entre si, o processo de extração de lodo pode ser significativamente simplificado: serão dimensionadas tubulações individuais para veiculação de lodo para cada um dos poços que são interligadas entre si, conforme ilustrado na Figura 3.20.

Figura 3.20 - Sistema de extração de lodo com setas indicando sentido de fluxo do lodo



Fonte: Di Bernardo *et al.* (2017)

Essas tubulações eventualmente se juntam e descarregam o lodo em local apropriado, que será discutido posteriormente no item 3.5 deste trabalho. Assim, para ser feita a descarga dos decantadores, precisa-se somente abrir uma válvula geral para a remoção simultânea de lodo de todos os poços (Di Bernardo *et al.*, 2017).

Para o dimensionamento dessas tubulações, será considerada a carga hidráulica mínima de 1,50 m acrescida das perdas de carga, conforme discutido anteriormente. Ademais, para se determinar a vazão de descarga de lodo, será utilizada a Equação 3.73.

$$q_{te} = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{Equação 3.73}$$

Em que:

q_{te} : vazão de descarga no tubo extrator (m^3/s);

C_d : coeficiente de descarga;

A : área transversal do tubo extrator (m^2);

g : aceleração gravitacional (m/s^2);

h : carga hidráulica (m);

Por fim, para se determinar a frequência das descargas de lodo, é necessário estimar o volume de lodo que será gerado diariamente nos decantadores. Isso pode ser feito por meio de duas equações propostas pela American Water Works Association (AWWA, 2011), que dependem dos produtos químicos adicionados à água no processo de tratamento.

A Equação 3.74 é referente ao uso de sulfato de alumínio como coagulante, e a Equação 3.75 ao uso de cloreto férrico.

$$P_{SST} = Q \cdot (4,89 \cdot D_{Al} + SST + D_P + D_{CAP} + 0,1 \cdot D_{cal}) \cdot 10^{-3} \quad \text{Equação 3.74}$$

$$P_{SST} = Q \cdot (2,9 \cdot D_{Fe} + SST + D_P + D_{CAP} + 0,1 \cdot D_{cal}) \cdot 10^{-3} \quad \text{Equação 3.75}$$

Em que:

P_{SST} : produção de sólidos suspensos totais (kg/dia);

Q : vazão de água bruta a ser tratada (m³/dia);

D_{Al} : dosagem de sulfato de alumínio (mg Al/L);

SST : concentração de sólidos suspensos totais na água a ser tratada (mg/L);

D_P : dosagem de polímero seco (mg/L);

D_{CAP} : dosagem de carvão ativado pulverizado (mg/L);

D_{cal} : dosagem de cal hidratada (mg/L).

D_{Fe} : dosagem de cloreto férrico anidro (mg Fe/L).

Com a massa seca de resíduos gerada diariamente pelo decantador determinada, e considerando ela será igualmente distribuída entre todos os poços de lodo, basta converter essa massa seca em volume equivalente e dividir o volume obtido pelo volume total constituinte de todos os poços de lodo. Assim, quando os poços atingirem sua capacidade máxima, é aberta a válvula geral para descarga, removendo o lodo do decantador sem a necessidade de se interromper o funcionamento da unidade.

3.3.5 Unidades de filtração

A etapa de filtração é, geralmente, a barreira final nas estações de tratamento de água para remoção de partículas suspensas e coloidais e de microrganismos remanescentes na água após as etapas anteriores de tratamento. Por conta disso, os filtros acabam sendo a unidade mais importante do tratamento, pois caso os demais processos sejam porventura ineficientes, o adequado funcionamento dos filtros ainda garante a produção de água segura segundo os padrões de potabilidade estabelecidos pela Portaria GM/MS Nº 888/2021 (Ministério da Saúde, 2021).

Existem diversas tecnologias existentes de filtração, podendo ser mais rudimentares e de menor custo de implantação e manutenção (filtração rápida

descendente ou ascendente, filtração lenta e pré-filtração), ou mais avançadas e de maiores custos (filtração por membranas, microfiltração, ultrafiltração, etc).

Considerando a realidade do Brasil, a vasta maioria das ETAs operantes no país possuem os sistemas de menor custo. Sendo assim, será adotada, para esse projeto, a tecnologia de filtração rápida descendente.

Segundo Sabogal Paz (2007), esse tipo de filtração possui as seguintes vantagens:

- As câmaras de filtração são mais rasas se comparadas aos filtros de fluxo ascendente;
- Se operados adequadamente, são excelentes barreiras para remoção de agentes microbiológicos patogênicos;
- A área em planta necessária é consideravelmente menor se comparado aos filtros lentos.

Para efeito de comparação sobre a última vantagem, os filtros rápidos descendentes são indicados para taxas de filtração compreendidas entre 80 e 600 m³/m².dia, enquanto que os filtros lentos são indicados para uma faixa de somente 2,0 a 6,0 m³/m².dia. Logicamente, considerando essas faixas, os filtros rápidos são amplamente utilizados quando a vazão a ser filtrada é relativamente elevada, de forma que a área em planta dos filtros não seja muito grande.

Porém, ainda segundo Sabogal Paz (2007), esse tipo de filtro apresenta algumas desvantagens:

- A lavagem dos filtros é feita com frequência, visto que a maior parte das impurezas são retidas nas camadas superiores do meio filtrante;
- Após a lavagem, os primeiros minutos durante o reinício de operação do filtro apresentam uma qualidade de água filtrada consideravelmente inferior quando comparado ao restante da carreira de filtração. Por conta disso, geralmente essa água filtrada inicial é descartada, visto que a piora da qualidade é significativa ao ponto de ela não atender os padrões de potabilidade (Di Bernardo et. al (2017)).

Por fim, segundo exigências da Portaria GM/MS Nº 888/2021 (Ministério da Saúde, 2021), cada filtro deve ser dotado de um ponto de amostragem para coleta de amostras de água filtrada individuais.

3.3.5.1 Definição de material filtrante

Considerando a tecnologia de filtração escolhida, é necessário determinar o tipo de material filtrante a ser utilizado. Existem três tipos de meio filtrante que são mais comumente utilizados:

- Camada simples: composto somente por areia;
- Camada dupla: composto por antracito e areia;
- Camada tripla: composto por antracito, areia e granada.

Porém, nos casos em que não é possível realizar ensaios em laboratório com filtros-piloto, a NBR 12216:1992 apresenta recomendações somente para camada simples e dupla. Assim, serão considerados somente esses dois tipos de meio filtrante.

As indicações de taxa de filtração máxima de acordo com a norma são:

- Camada simples: $180 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$;
- Camada dupla: $360 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), o meio filtrante composto de camada simples de areia convencional é recomendado quando a estação é pequena e o método de lavagem (que será discutido no item 3.3.5.5) é feito somente com água no sentido ascensional. Por conta desses aspectos, o meio filtrante de camada simples será utilizado nesse trabalho.

De acordo com a NBR 12216:1992, na ausência de ensaios laboratoriais, os filtros de camada simples devem apresentar as seguintes características:

- Espessura mínima da camada: 45 cm;
- Tamanho efetivo: entre 0,45 mm e 0,55 mm;
- Coeficiente de uniformidade: entre 1,4 e 1,6.

Vale ressaltar que o coeficiente de uniformidade citado na norma é equivalente ao coeficiente de desuniformidade que será utilizado nos cálculos.

Além dessas recomendações da norma, Di Bernardo *et al.* (2017) também indica as seguintes características para uma camada simples de areia de forma a evitar a ocorrência de transpasse de turbidez:

- Espessura da camada: 0,6 a 0,7 m;

- Coeficiente de desuniformidade: $\leq 1,70$;
- Tamanho dos grãos: 0,34 a 1,19 mm;
- Tamanho efetivo: 0,40 a 0,45 mm.

Assim, o material filtrante será dimensionado de forma a atender o máximo possível de recomendações de forma simultânea.

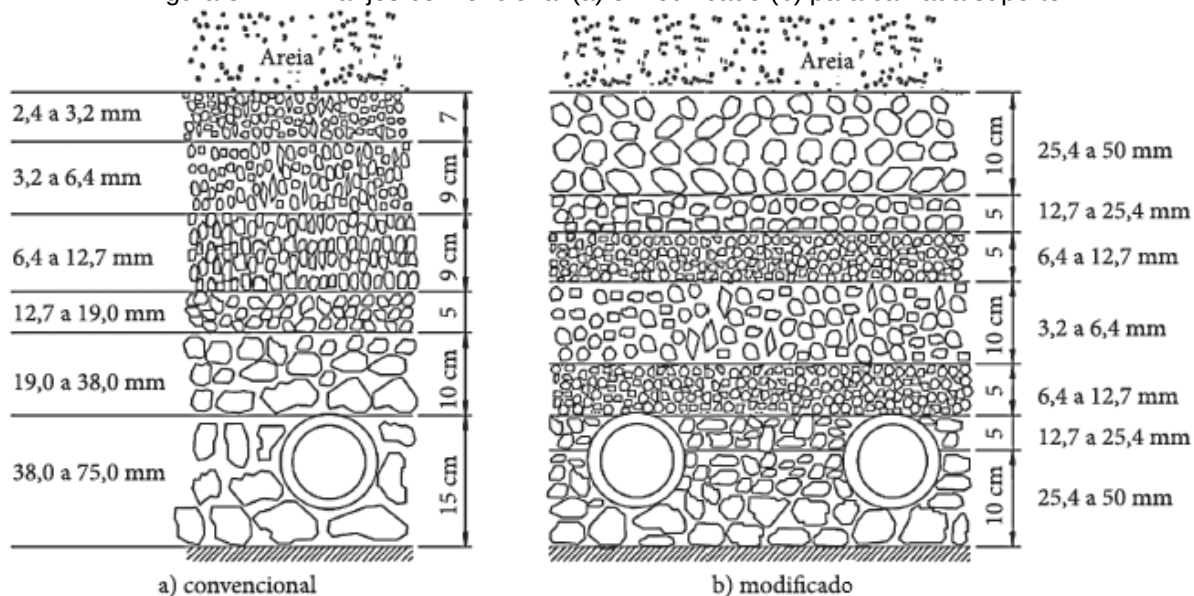
Além do material filtrante, deve ser prevista uma camada suporte, geralmente constituída de seixos rolados ou pedregulhos (Di Bernardo *et al.*, 2017). Porém, a NBR 12216:1992 cita somente seixos rolados, que devem possuir as seguintes características:

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

Contudo, segundo estudos realizados por Baylis (1959), o arranjo descrito na segunda recomendação da norma (granulometria decrescente no sentido ascendente, Figura 3.21a) possui diversos problemas relacionados a geração de bolas de lodo e caminhos preferenciais que podem causar o desarranjo da camada suporte e carreamento de pedregulhos ou seixos rolados para as camadas do meio filtrante. Assim, é proposta uma modificação dessa camada suporte de tal forma que seja feita

uma intercalação de granulometrias, conforme é mostrado na Figura 3.21b, que será adotada nesse trabalho.

Figura 3.21 - Arranjos convencional (a) e modificado (b) para camada suporte



Fonte: Di Bernardo *et al.* (2017)

3.3.5.2 Controle de taxa de filtração

Para que os filtros funcionem adequadamente, é necessário definir o regime de controle de taxa de filtração com a qual os filtros operarão. Segundo Sabogal Paz (2007), existem quatro tipos de controle, cujas variáveis de operação constituem em alterações frequente ou em inalterações da carga hidráulica disponível (CHD) e da resistência total do filtro (RTF), sendo essa última relacionada às perdas de carga ocorrentes no filtro. Os quatro tipos de controle são:

- CHD constante e RTF variável;
- CHD e RTF constantes;
- CHD variável e RTF constante;
- CHD e RTF variáveis.

Cada método de controle possui suas vantagens, desvantagens e características intrínsecas. Para esse trabalho, será utilizado o quarto tipo de controle, com CHD e RTF variáveis, cuja taxa de filtração pode ser tanto constante quanto variável (declinante), a depender das características de entrada e saída de água dos filtros.

Conforme explicado no item 1, os filtros com taxa declinante são recomendados para vazões superiores a 100 L/s, quando são necessários quatro ou mais filtros para realizar a filtração adequada de toda a vazão afluente à ETA. Como nesse trabalho a vazão é inferior a essa referência, será adotado o sistema operante com taxa constante para um número total de três filtros ou menos.

Considerando essas adoções, Sabogal Paz (2007) enumera algumas vantagens desse tipo específico de controle de taxa de filtração:

- Enquanto a vazão afluente à estação for constante, a taxa de filtração permanece inalterada sem a necessidade de equipamentos de controle;
- A distribuição de vazão é equitativa para todos os filtros, feita por meio de dispositivos simples (em geral vertedores);
- Quando um filtro é retirado para lavagem, a sua vazão correspondente é distribuída igualmente aos demais filtros em operação. Esse aumento de vazão nos filtros garante uma maior carga hidráulica disponível suficiente para filtrar a nova vazão afluente;
- Durante o reinício de operação de um filtro recém-lavado, a taxa de filtração diminui gradualmente nos demais filtros operantes;
- Conforme a carreira de filtração avança, o filtro torna-se mais colmatado, aumentando a perda de carga ocorrida em seu interior. Esse acréscimo de perda de carga é visual através da consequente elevação do nível de água acima do meio filtrante. Assim, a avaliação para a necessidade de lavagem do filtro não necessita de equipamentos específicos para esse fim, sendo necessário somente respeitar o nível máximo de água dentro do filtro;
- Não existe possibilidade de ocorrência de pressão absoluta inferior à atmosférica no interior do filtro desde que a crista do vertedor de saída esteja em uma cota superior ao topo do meio filtrante;
- A vazão afluente em cada filtro pode ser facilmente medida no vertedor de entrada.

Porém, segundo Sabogal Paz (2007), existem duas desvantagens relacionadas a esse tipo de controle de taxa de filtração:

- As unidades são normalmente mais profundas;

- Devido à queda de água excessiva na entrada do filtro, os flocos que não se sedimentaram na decantação podem se romper, possivelmente prejudicando a qualidade da água filtrada.

3.3.5.3 Dimensões e número de câmaras de filtração

Como serão utilizados no máximo três filtros, e considerando as taxas máximas de filtração estabelecidas pela NBR 12216;1992 para filtros com meio filtrante de camada simples, é possível calcular a área em planta de cada filtro com a Equação 3.76.

$$A_f = \frac{Q}{T_{fmax} \cdot n_f} \quad \text{Equação 3.76}$$

Em que:

A_f : área em planta de um filtro (m^2);

Q : vazão total afluente à ETA (m^3/dia);

T_{fmax} : taxa máxima de filtração estabelecida por norma ($m^3/m^2.dia$);

n_f : número de filtros.

3.3.5.4 Características do material filtrante

Para o dimensionamento de demais características fundamentais dos filtros, é necessário contextualizar diversas características intrínsecas aos materiais filtrantes.

3.3.5.4.1 Tamanho e distribuição de tamanhos dos grãos

O tamanho dos grãos e a distribuição de tamanhos são obtidos por meio do ensaio de distribuição granulométrica do material granular, com o uso de peneiras padronizadas.

A partir desse ensaio, é possível determinar diversos parâmetros de interesse para o projeto:

- Diâmetros das peneiras referentes à porcentagem, em peso, de material granular que passa (e.g. D_{60} indica a peneira na qual 60% do peso total de material passou);
- Diâmetro efetivo: equivalente ao parâmetro D_{10} .

Com esse conceito, é possível determinar o coeficiente de desuniformidade, calculado pela Equação 3.77. Conforme explicado no item 3.3.5.1, esse coeficiente deve ser entre 1,4 e 1,6 para a areia.

$$CD = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Equação 3.77}$$

Em que:

CD: coeficiente de desuniformidade;

D₆₀: diâmetro da peneira na qual 60% do peso total de material passa;

D₁₀: diâmetro da peneira na qual 10% do peso total de material passa.

A curva granulométrica a ser utilizada para o projeto será determinada, caso possível, com base em outros projetos já existentes e que sejam de domínio público. Caso contrário, serão solicitadas orientações para esse aspecto do trabalho.

3.3.5.4.2 Características específicas para meio filtrante de camada simples de areia

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), os parâmetros específicos que serão de interesse para dimensionamentos posteriores do projeto para meios filtrantes de camada simples de areia para filtros com água decantada como afluente e taxa de filtração constante e inferior a 180 m³/m²/d são os seguintes:

- Espessura da camada: 0,6 a 0,7 m;
- Coeficiente de desuniformidade: ≤ 1,7;
- Tamanho dos grãos: 0,42 a 1,41 mm;
- Tamanho efetivo: 0,45 a 0,55 mm;
- Coeficiente de esfericidade: 0,65 a 0,75.

Por fim, apesar de existirem essas recomendações, observa-se que existem alguns parâmetros apresentados que são desconformes se comparados aos da NBR 12216:1992. Portanto, caso possível, serão adotados valores que atendam ambas as fontes simultaneamente.

3.3.5.5 Lavagem dos filtros

O adequado dimensionamento do processo de lavagem dos filtros é essencial para que a produção de água tratada esteja de acordo com os padrões de potabilidade estabelecidos pela Portaria GM/MS Nº 888/2021 (Ministério da Saúde, 2021). Caso a lavagem dos filtros não seja concebida de forma condizente, a duração da carreira de filtração é possivelmente reduzida para tempos muito curtos, ou a qualidade da água tratada é prejudicada por conta da não remoção eficiente de partículas retidas nos filtros.

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), em geral, a lavagem dos filtros pode ser feita de duas formas: somente com água no sentido ascensional, ou com ar e água, sendo que essa última pode ser simultânea ou sequencial. A lavagem com ar e água, independentemente do método utilizado, é geralmente mais recomendada pela literatura, visto que há uma diminuição do volume de água consumido para lavagem, o meio filtrante é mantido sem bolas de lodo e ocorre a redução dos picos de turbidez durante seu período inicial de filtração.

Porém, para que essa lavagem seja feita adequadamente, é necessária a implementação de fundos de filtro adequados para o recebimento da tecnologia de inserção de ar, além da execução de um dimensionamento específico para esse sistema. Não somente isso, mas o método é mais complicado operacionalmente se comparado com a lavagem somente com água.

Segundo Sabogal Paz (2007), a lavagem somente com água é geralmente mais conveniente para estações que abastecem comunidades de pequeno porte, justamente por conta da maior simplicidade operacional.

Sendo assim, será adotada a lavagem dos filtros somente com água no sentido ascensional.

3.3.5.5.1 Fluidificação e expansão do meio filtrante durante a lavagem

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), para que os filtros sejam lavados de forma eficiente, a velocidade da água de lavagem no sentido ascensional deve assumir um valor mínimo, denominada de velocidade mínima de fluidificação (V_{mf}), tal que ocorra a fluidificação do meio filtrante. Por meio do processo de fluidificação, garante-se a expansão necessária do meio filtrante e consequente liberação e remoção das impurezas retidas no meio filtrante durante a carreira de filtração dos filtros.

Para tanto, inicialmente é feita a divisão do meio filtrante em subcamadas, de tal forma que cada subcamada seja composta por grãos pertencentes a intervalos de diâmetros compreendidos entre peneiras de séries granulométricas consecutivas. A partir dessa divisão, são calculados os diâmetros equivalentes (Equação 3.78) e o número de Galileu (Ga), adimensional que representa a proporção entre as forças da gravidade e as forças viscosas, conforme indicado na Equação 3.79, para cada uma das subcamadas constituintes do meio filtrante, as quais pertencem à curva granulométrica citada no item 3.3.5.4.1.

$$D_{eqmgi} = \sqrt{D_{mgj} \cdot D_{mgj+1}} \quad \text{Equação 3.78}$$

$$Ga = \frac{D_{eqmgi}^3 \cdot g \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu} \quad \text{Equação 3.79}$$

Em que:

D_{eqmgi} : diâmetro equivalente de duas peneiras consecutivas quaisquer da série granulométrica (m);

D_{mgj} : diâmetro da j-ésima peneira da série granulométrica (m);

D_{mgj+1} : diâmetro da peneira da série granulométrica seguinte à j-ésima (m);

Ga : número de Galileu;

g : aceleração gravitacional (m/s²);

ρ_s : massa específica do material constituinte da camada de meio filtrante considerada (kg/m³).

A partir do número de Galileu, determina-se a velocidade mínima de fluidificação requerida por cada subcamada do meio filtrante por meio da Equação 3.80.

$$V_{mf} = \frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eqmg}} \cdot \left(\sqrt{33,7^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right) \quad \text{Equação 3.80}$$

Em que:

V_{mf} : velocidade mínima de fluidificação (m/s);

μ : viscosidade absoluta da água (N.m/s²);

ρ_a : massa específica da água (kg/m³);

D_{eqmg} : tamanho equivalente dos grãos do meio granular (m);

G_a : número de Galileu.

A partir da velocidade mínima de fluidificação, é possível também determinar a vazão necessária para a lavagem dos filtros com base na Equação 3.81.

$$Q_{ALF} = V_{mf} \cdot A_f \quad \text{Equação 3.81}$$

Em que:

Q_{ALF} : vazão de água de lavagem de filtro (m^3/s);

V_{mf} : velocidade mínima de fluidificação (m/s);

A_f : área em planta de um filtro (m^2).

Com base na velocidade mínima de fluidificação, adota-se um valor para a velocidade ascensional a ser utilizada no processo de lavagem. Ressalta-se que essa velocidade ascensional deve ser maior ou igual à V_{mf} , de forma a garantir a fluidificação do meio filtrante. Além disso, a adoção de V_a também dependerá da exigência do item 5.12.7 da NBR 12216:1992, que enuncia que a expansão do meio filtrante decorrente do processo de lavagem dos filtros deve estar compreendida entre 20% e 30%.

Fundamentando-se na velocidade ascensional adotada, calcula-se o número de Reynolds para cada subcamada do material filtrante com a Equação 3.82.

$$Re_{y_{mf}} = \frac{\rho_a \cdot D_{eqmgi} \cdot V_a}{\mu} \quad \text{Equação 3.82}$$

Em que:

$Re_{y_{mf}}$: número de Reynolds;

ρ_a : massa específica da água (kg/m^3);

D_{eqmgi} : tamanho equivalente dos grãos do meio granular da i -ésima subcamada (m);

V_a : velocidade ascensional da água de lavagem (m/s);

μ : viscosidade absoluta da água ($N.m/s^2$);

Em seguida, estima-se a porosidade de cada subcamada do meio filtrante. Para tanto, pode-se proceder de duas formas distintas: por meio da utilização de gráficos

específicos dependentes do coeficiente de esfericidade (C_e) do material da camada considerada do meio filtrante (com o número de Reynolds no eixo das abscissas e o número de Galileu no eixo das ordenadas), ou de uma equação geral, que por sua vez foi formulada a partir dos gráficos. Tanto os gráficos quanto a equação foram desenvolvidos por estudos realizados por Dharmarajah e Cleasby (1986).

Como os cálculos serão desenvolvidos por meio de planilhas eletrônicas, é mais conveniente a utilização da fórmula matemática representada pela Equação 3.83, visto que ela necessita de métodos numéricos computacionais para a determinação da porosidade do meio granular expandido (ε_{ex}).

$$\begin{aligned} & \log \left[\frac{\varepsilon_{exi}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g \cdot C_e^3 \cdot D_{eqmgi}^3}{6^3 \cdot (1 - \varepsilon_{exi})^2 \cdot \mu^2} \right] \\ & - \left\{ 0,5654 + 1,0935 \cdot \log \left[\frac{\rho_a \cdot V_a \cdot C_e \cdot D_{eqmgi}}{6 \cdot (1 - \varepsilon_{exi}) \cdot \mu} \right] \right. \\ & + 0,1798 \cdot \left[\log \left(\frac{\rho_a \cdot V_a \cdot C_e \cdot D_{eqmgi}}{6 \cdot (1 - \varepsilon_{exi}) \cdot \mu} \right) \right]^2 - 1,5 \\ & \cdot [\log(C_e)]^2 - 0,00392 \\ & \cdot \left. \left[\log \left(\frac{\rho_a \cdot V_a \cdot C_e \cdot D_{eqmgi}}{6 \cdot (1 - \varepsilon_{exi}) \cdot \mu} \right) \right]^4 \right\} = 0 \end{aligned} \quad \text{Equação 3.83}$$

Em que:

ε_{exi} : porosidade do meio granular expandido referente à i-ésima subcamada;

ρ_a : massa específica da água (kg/m^3);

ρ_s : massa específica real do material constituinte da camada de meio filtrante considerada (kg/m^3);

g : aceleração gravitacional (m/s^2);

C_e : coeficiente de esfericidade;

D_{eqmgi} : tamanho equivalente dos grãos do meio granular referente à i-ésima subcamada (m);

μ : viscosidade absoluta da água (N.m/s^2);

V_a : velocidade de ascensional (m/s).

Com a porosidade do meio granular de cada subcamada determinada, calcula-se a porosidade do meio granular de cada material constituinte do meio filtrante por meio da Equação 3.84.

$$\varepsilon_{ex} = 1 - \frac{1}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{1 - \varepsilon_{exi}} \right)} \quad \text{Equação 3.84}$$

Em que:

ε_{ex} : porosidade do meio granular expandido;

X_i : fração, em peso, de cada subcamada do meio granular, entre peneiras consecutivas da série granulométrica (m);

ε_{exi} : porosidade do meio granular expandido referente à i-ésima subcamada.

Finalmente, a partir dos resultados obtidos, é possível calcular a expansão das camadas de cada material constituinte do meio filtrante decorrentes do processo de lavagem dos filtros. Para tanto, são calculadas a porosidade da camada limpa do meio filtrante ε_0 (Equação 3.85), a espessura de cada camada expandida L_{ex} (Equação 3.86) e a expansão E da camada (Equação 3.87).

$$\varepsilon_0 = \frac{\rho_s - \rho_{sap}}{\rho_s} \quad \text{Equação 3.85}$$

$$L_{ex} = \frac{L_0 \cdot (1 - \varepsilon_0)}{1 - \varepsilon_{ex}} \quad \text{Equação 3.86}$$

$$E = \frac{L_{ex} - L_0}{L_0} \quad \text{Equação 3.87}$$

Em que:

ε_0 : porosidade da camada limpa do meio filtrante;

ρ_s : massa específica real do meio filtrante (kg/m³);

ρ_{sap} : massa específica aparente do meio filtrante (kg/m³);

L_{ex} : espessura da camada expandida do meio filtrante (m);

L_0 : espessura da camada limpa do meio filtrante (m);

ε_{ex} : porosidade da camada expandida do meio filtrante;

E : expansão da camada do meio filtrante.

Ressalta-se que, conforme o item 5.12.7 da NBR 12216:1992, a expansão do meio filtrante decorrente do processo de lavagem dos filtros deve estar compreendida entre 20% e 30%, sendo que esta faixa de expansão já garante a fluidificação do meio filtrante.

3.3.5.5.2 Dimensionamento das calhas de coleta de água de lavagem e da altura dos filtros

Para que a lavagem dos filtros seja adequada, é necessário dimensionar a altura das calhas de coleta de água de lavagem dos filtros (ALF). Coincidentemente, a altura delas também determina a carga hidráulica disponível necessária para o bom funcionamento dos filtros.

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), o principal efeito adverso proveniente do mau dimensionamento das calhas é a coleta não somente da água de lavagem, mas também de parcela do material filtrante. Isso pode ocorrer caso a altura das calhas seja menor do que a espessura do meio filtrante expandido durante o processo de lavagem, ou caso a velocidade ascensional da água de lavagem aplicada na prática seja superior à de projeto. Consequentemente, com a perda de material filtrante, tanto a qualidade da água filtrada quanto a duração de carreira de filtração podem ser prejudicadas.

Para se dimensionar as calhas, a NBR 12216:1992 enuncia que:

- O fundo das calhas deve ser posicionado próximo e acima do topo do meio filtrante expandido. A espessura do meio filtrante expandido, por sua vez, foi determinada previamente conforme os cálculos descritos no item 3.3.5.5.1;
- O espaçamento entre as bordas das calhas deve ser no mínimo de 1,00 m e no máximo igual a seis vezes a altura livre de água acima do leito expandido. Entretanto, não deve ser superior a 3,00 m;
- A seção transversal das calhas deve ser simétrica em relação ao plano longitudinal que passa pelo seu eixo. A parte inferior deve ter inclinação nos sentidos longitudinal e transversal, de modo a evitar depósito de material.

Além disso, para se determinar a altura total do filtro, a NBR 12216:1992 recomenda que a borda do canal deve situar-se acima da camada filtrante expandida,

à altura livre não inferior a 15% da dimensão do filtro perpendicular ao canal de coleta de ALF.

3.3.5.5.3 Dimensionamento do sistema de veiculação de água para lavagem dos filtros

De forma a se garantir que a água de lavagem dos filtros consiga ser veiculada adequadamente desde um reservatório de água elevado até as calhas de coleta de ALF, o cálculo da perda de carga ocorrida nesse encaminhamento é necessário.

Para a determinação da perda de carga ocorrida nas tubulações, será utilizada a equação de Darcy-Weisbach (Equação 3.16). No caso das perdas ocorridas no meio filtrante, é fundamental considerar diferentemente as perdas no meio filtrante e na camada suporte, visto que o meio filtrante estará fluidificado no momento da lavagem e a camada suporte pode ser considerada sempre limpa, devido à sua baixa capacidade de reter impurezas contidas na água.

Para tanto, serão utilizadas a Equação 3.88 para o meio filtrante fluidificado e, para a camada suporte, poderão ser utilizadas tanto a Equação 3.89 (meio estratificado, quando o material é pedregulho) quanto a Equação 3.90 (meio não estratificado, quando o material é areia).

$$\Delta H_{mgf} = \frac{L_{ex} \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot (1 - \varepsilon_{ex})}{\rho_a} \quad \text{Equação 3.88}$$

$$\Delta H_{me} = \Delta L \cdot \left(150 \cdot \frac{\mu_a}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1 - \varepsilon)^2 \cdot V_a}{\varepsilon^3 \cdot C_e^2} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{D_{eqi}^2} \right) + 1,75 \cdot \frac{(1 - \varepsilon) \cdot V_a^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{D_{eqi}} \right) \right) \quad \text{Equação 3.89}$$

$$\Delta H_{mne} = \Delta L \cdot \left(150 \cdot \frac{\mu_a}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1 - \varepsilon)^2 \cdot V_a}{\varepsilon^3 \cdot C_e^2} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{D_{eqi}} \right) \right)^2 + 1,75 \cdot \frac{(1 - \varepsilon) \cdot V_a^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{D_{eqi}} \right) \right) \quad \text{Equação 3.90}$$

Em que:

ΔH_{mgr} : perda de carga em meio granular fluidificado (m);

L_{ex} : espessura do meio filtrante expandido (m);

ρ_s : massa específica real do meio filtrante (kg/m^3);

ρ_a : massa específica da água (kg/m^3);

ε_{ex} : porosidade do meio filtrante expandido;

ΔH_{me} : perda de carga em meio estratificado limpo (m);

ΔL : espessura do meio filtrante (m);

μ_a : viscosidade absoluta da água (N.s/m^2);

g : aceleração gravitacional (m/s^2);

ε : porosidade do meio filtrante;

V_a : velocidade ascensional de lavagem (m/s);

C_e : coeficiente de esfericidade;

X_i : fração do material granular (em massa) correspondente a cada valor de D_{eqi} ;

D_{eqi} : diâmetro equivalente (m);

ΔH_{mne} : perda de carga em meio não estratificado limpo (m).

3.3.5.6 Perda de carga em meio filtrante limpo

Além da determinação da altura das calhas de coleta de ALF e da carga hidráulica disponível a partir da expansão do meio filtrante durante a lavagem, a CHD deve ser suficiente para superar todas as perdas de carga que ocorrem dentro e depois dos filtros durante a operação. No caso das perdas de carga posteriores aos filtros, será utilizada a fórmula universal de Darcy-Weisbach para as tubulações (Equação 3.16).

Porém, no caso das perdas de carga ocorridas dentro dos filtros, é necessário contemplá-las quando o filtro está com seu meio filtrante limpo. A razão disso é dada pelo controle de taxa de filtração escolhido (CHD e RTF variáveis com taxa constante), o que ocasiona o aumento gradual da CHD conforme o filtro torna-se progressivamente mais colmatado, aumentando a RTF.

A perda de carga no meio filtrante limpo pode ser calculada de duas formas diferentes, condicional à estratificação (grãos ordenados segundo sua granulometria no sentido vertical) do meio filtrante. No caso de filtros rápidos descendentes, nos quais a lavagem dos filtros é feita com água no sentido ascensional, o meio filtrante

geralmente torna-se estratificado (Di Bernardo *et al.*, 2017). Sendo assim, as perdas de carga a serem calculadas considerarão o meio filtrante limpo estratificado.

Com isso, é necessário calcular o diâmetro equivalente (Equação 3.91) para a obtenção do valor da perda de carga em meio granular estratificado (Equação 3.92), sendo a Equação 3.92 proposta por Fair *et al.* (1968).

$$D_{eqi} = \sqrt{D_i \cdot D_{i+1}} \quad \text{Equação 3.91}$$

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

Equação 3.92

$$\cdot \frac{(1 - \varepsilon) \cdot V_\infty^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}}$$

Em que:

D_{eqi} : média geométrica de duas peneiras consecutivas quaisquer da série granulométrica (m);

D_i : diâmetro da i-ésima peneira da série granulométrica (m);

D_{i+1} : diâmetro da peneira da série granulométrica seguinte à i-ésima (m);

ΔH : perda de carga em meio filtrante limpo estratificado (m);

ΔL : espessura da camada de meio filtrante considerada (m);

μ_a : viscosidade absoluta da água (N.s/m²);

ρ_a : massa específica da água (kg/m³);

g : aceleração gravitacional (m/s²);

ε : porosidade do meio granular;

V_∞ : velocidade de aproximação, ou taxa de filtração (m/s);

C_e : coeficiente de esfericidade;

X_i : fração do material granular (em massa) correspondente a cada valor de D_{eqi} .

Vale ressaltar que o coeficiente de esfericidade varia para cada fabricante de material filtrante. Porém, na ausência desse dado, podem ser considerados quaisquer valores compreendidos nas faixas indicadas no item 3.3.5.4.2.

3.3.6 Unidade de desinfecção final

Como forma de conclusão para o processo de tratamento da água, será concebida uma unidade de desinfecção final, na qual serão aplicados desinfetante e flúor à água antes que ela seja encaminhada para o reservatório final de distribuição de água tratada para a cidade.

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), a desinfecção tem por objetivo inativar os microrganismos patogênicos (vírus, bactérias, protozoários, microalgas e cianobactérias) que não foram retidos na etapa de filtração, de forma a garantir uma barreira adicional no tratamento. Ressalta-se que a dosagem de desinfetante deve ser suficiente para que exista um residual mínimo do produto ao longo de toda a rede de distribuição, de forma a contemplar possíveis recontaminações da água ao longo de seu trajeto até os consumidores. O agente desinfetante a ser utilizado será discutido no item 3.4 deste relatório.

Quanto à etapa de fluoretação, de acordo com Ramires e Buzalaf (2007), foi observado que, ao longo de 50 anos de aplicação de flúor à água tratada no Brasil, houve uma redução significativa de ocorrências de cáries dentárias de aproximadamente 50%. Porém, ressalta-se que a fluoretação da água deve ser realizada adequadamente de acordo com a temperatura local do projeto, visto que concentrações inferiores à recomendada de 1,0 mg/L de íon fluoreto na água não permite a sua ação de prevenção. Em contrapartida, a dosagem de flúor não deve ser superior a 1,5 mg/L, com o intuito de se evitar a proliferação de casos de fluorose dentária, doença que provoca defeitos anatômicos ou manchas no esmalte dentário.

Assim, tanto os processos de desinfecção de microrganismos patogênicos quanto a fluoretação da água serão contemplados no trabalho, de forma a abranger um melhor controle da saúde da população a ser abastecida.

No caso da unidade em si, ela será composta por uma única câmara de contato provida de chicanas, com o intuito de se diminuir a área em planta necessária para se obter o tempo de contato mínimo entre o desinfetante e a água. Para isso, será utilizada como base os tempos de contato mínimos informados pela Portaria GM/MS Nº888 (Ministério da Saúde, 2021), que são dependentes da temperatura e do pH da água. Para o projeto, somente com o intuito de se obter um resultado plausível, será considerado o cloro gás para a dimensionamento da unidade de desinfecção final.

3.3.7 Determinação do perfil hidráulico da ETA

De forma a garantir o funcionamento da estação completamente por meio da gravidade, é necessário traçar o seu perfil hidráulico.

O perfil consiste basicamente no levantamento de cotas piezométricas ao longo de toda a ETA, com o intuito de confirmar que, seguindo o caminho da água, a cota piezométrica sempre será decrescente. Nos casos em que isso não ocorre, deverão ser previstos desníveis e vertedores ao longo da estação para que essa condição seja atendida.

Para tanto, serão feitos cálculos de perda de carga tanto nos trechos retilíneos, com o uso da equação de Manning (Equação 3.93), quanto nas singularidades ocorrentes ao longo da estação, por meio das diversas equações de Idel'Chik (1966). Essas últimas serão explicitadas somente na segunda etapa deste trabalho, no qual serão feitos os cálculos e desenhos propriamente ditos.

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I_0}} = A \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \quad \text{Equação 3.93}$$

Em que:

n: coeficiente de rugosidade da superfície do canal;

Q: vazão (m³/s);

I₀: declividade de fundo do canal (m/m);

A: área molhada do canal (m²);

R_h: raio hidráulico do canal.

Vale ressaltar que, para canais de fundo horizontal, a declividade de fundo (I₀) da equação de Manning pode ser interpretada como perda de carga unitária ao longo do canal, analogamente à perda de carga por atrito em tubulações.

3.4 Casa de produtos químicos

A casa de produtos químicos é a área ou conjunto de dependências da ETA que cumpre as funções auxiliares, direta ou indiretamente ligadas ao processo de tratamento, necessárias à sua adequada operação, manutenção e controle. Mais

especificamente, é o local de armazenamento, preparo de soluções e controle de dosagem de produtos químicos a serem introduzidos na água ao longo do tratamento.

Seguindo todo o processo do projeto descrito ao longo desse trabalho, serão utilizados os seguintes tipos de produtos químicos: desinfetante, coagulante e flúor. A depender do pH da água bruta, também deverá ser previsto o uso de alcalinizante ou acidificante antes da inserção do coagulante, visto que esse tipo de produto funciona somente dentro de faixas específicas de pH. Além disso, alcalinizantes ou acidificantes também devem ser utilizados para a correção do pH final da água tratada a ser distribuída na rede, o qual deve estar compreendido entre os valores de 6,0 e 9,0 segundo as exigências da Portaria GM/MS Nº 888/2021.

Além disso, em função da qualidade da água bruta, também poderá ser concebida a utilização de polímero natural ou sintético, que tem por função a potencialização do efeito do coagulante. Porém, geralmente o seu emprego só é necessário em mananciais mais contaminados.

Por fim, ressalta-se que, como trata-se de um trabalho meramente acadêmico, serão apenas listados os possíveis produtos químicos de cada categoria. Assim, a escolha definitiva do produto e a definição de suas dosagens não serão abordadas. A justificativa disso é que, segundo a NBR 12216:1992, esses parâmetros devem ser necessariamente definidos conforme ensaios laboratoriais, principalmente no quesito de dosagem.

3.4.1 Coagulante

O coagulante é um dos produtos mais importantes a ser incorporado na água durante o processo de tratamento, visto que ele garante o adequado funcionamento e retenção de impurezas nos filtros. Di Bernardo *et al.* (2017) enumeram os seguintes coagulantes como os mais comuns utilizados em estações de tratamento de água:

- Cloreto férrico;
- Sulfato ferroso clorado;
- Sulfato férrico;
- Cloreto de polialumínio ou hidroxicloreto de alumínio;
- Sulfato de alumínio;
- Sais quaternários de amônio.

Alguns possíveis balizadores para a escolha desse produto serão discutidos no item 3.5.3 desse trabalho.

3.4.2 Alcalinizante e acidificante

Conforme já discutido, a depender do pH da água bruta afluenta à estação, é necessário ajustá-lo para que o coagulante seja aplicado numa faixa de pH adequada e sua ação seja eficiente.

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), os seguintes alcalinizantes são utilizados frequentemente em ETAs:

- Cal;
- Carbonato de sódio;
- Hidróxido de sódio.

Quanto aos acidificantes, citam:

- Ácido clorídrico;
- Ácido sulfúrico.

3.4.3 Desinfetante

Segundo Sabogal Paz (2007), os principais produtos químicos desinfetantes utilizados em ETAs são:

- Cloro gasoso;
- Hipoclorito de sódio;
- Hipoclorito de cálcio;
- Cloraminas;
- Permanganato de potássio;
- Dióxido de cloro.

Cada um desses produtos possui suas próprias características, vantagens e desvantagens. Entretanto, conforme explicado no item 3.4, o produto não será definido, visto que são necessários ensaios laboratoriais para a definição da dosagem ideal de cada um dos produtos listados. Destaca-se que a dosagem necessária de cada produto pode influenciar diretamente em sua escolha, por razões de viabilidade econômica e qualidade da água tratada produzida.

3.4.4 Flúor

De acordo com Sabogal Paz (2007), alguns dos principais produtos químicos utilizados para a fluoretação da água tratada são:

- Ácido fluossilícico;
- Fluorsilicato de sódio;
- Fluoreto de sódio;
- Fluoreto de cálcio.

Similarmente aos desinfetantes, cada produto possui suas próprias características, vantagens e desvantagens. Em geral, o ácido fluossilícico é o mais utilizado em estações de tratamento de água (IBGE, 2002) por conta de sua fácil aquisição e baixo custo (Azevedo *et al.*, 1987).

3.5 Sugestão de destinação ou disposição final dos resíduos gerados no tratamento

Nesta seção, serão abordados temas referentes aos resíduos sólidos gerados durante a operação de uma ETA de ciclo completo.

3.5.1 Definições de destinação e disposição finais

Inicialmente, é interessante diferenciar os conceitos de destinação ou disposição final de resíduos. Geralmente, esses termos são aplicados a resíduos sólidos, e são explicados na Lei Nº 12305, referente à Política Nacional de Resíduos Sólidos (Brasil, 2010):

- Destinação final ambientalmente adequada: destinação de resíduos que inclui a reutilização, a reciclagem, a compostagem, a recuperação e o aproveitamento energético ou outras destinações admitidas pelos órgãos competentes do Sisnama, do SNVS e do Suasa, entre elas a disposição final, observando normas operacionais específicas de modo a evitar danos ou riscos à saúde pública e à segurança e a minimizar os impactos ambientais adversos;
- Disposição final ambientalmente adequada: distribuição ordenada de rejeitos em aterros, observando normas operacionais específicas de modo a evitar danos ou

riscos à saúde pública e à segurança e a minimizar os impactos ambientais adversos.

Com base somente na própria definição de ambos os termos, nota-se que a destinação final de resíduos é mais vantajosa de um ponto de vista utilitário e ambiental, visto que os resíduos sólidos são reaproveitados para a produção de itens úteis para a sociedade sem causar prejuízos significativos ao meio ambiente. Segundo Sabogal Paz (2007) e Di Bernardo *et al.* (2012), alguns exemplos de destinação final dos resíduos gerados em ETAs são:

- Fabricação de tijolos, concreto, cimento e artefatos de cimento;
- Melhoramento de solos agrícolas;
- Cultivo de grama;
- Recuperação de áreas degradadas;
- Produção de solo para pavimentação de estradas;
- Recuperação de coagulante;
- Auxiliar na decantação de água com baixa turbidez;
- Recirculação de água recuperada na estação.

Compensatoriamente, a disposição final de resíduos deve ser o último recurso a ser utilizado, visto que uma vez que o resíduo é disposto, ele torna-se inútil. Segundo os mesmos autores previamente citados, alguns exemplos de disposição final para os resíduos de ETAs são:

- Aterros classe II;
- Estações de tratamento de esgoto (ETEs).

3.5.2 Estação de tratamento de resíduos (ETR)

Os principais resíduos gerados dentro de estações de tratamento de água são compostos pelas descargas dos decantadores, água de lavagem de filtros e resíduos provenientes das eventuais lavagens de manutenção realizadas nas demais unidades da estação.

Geralmente, uma estação de tratamento de resíduos (ETR) deve ser preferencialmente construída dentro da própria área de construção destinada à ETA,

ou ao menos próximo a ela, de forma a facilitar e reduzir os custos da logística dos resíduos até a ETR. Nela, são enviados todos os resíduos previamente citados.

O papel da ETR consiste basicamente no desaguentamento e adensamento do lodo dos resíduos, de tal forma que ocorra o aumento da concentração de sólidos suspensos totais (SST) na parte sólida (também denominada de torta) e consequente separação parcial da torta da parte líquida. Assim, a parte sólida é então descartada, conferindo-a uma disposição ou destinação final ambientalmente adequados segundo a Política Nacional de Resíduos Sólidos (Brasil, 2010).

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), a parte líquida, denominada de água recuperada, pode ser descartada em corpos de água próximos à ETA ou até mesmo recirculada para o início da estação, gerando reaproveito dessa água. Porém, vale ressaltar que ambas as alternativas devem ser cuidadosamente estudadas para que não haja prejuízo na qualidade da água tratada, ou que a água recuperada esteja conforme os padrões de lançamento de efluentes em corpos hídricos estabelecidos pela Resolução CONAMA Nº 357 (Brasil, 2005)

A seguir, serão discutidos os componentes básicos de uma ETR, conforme explicações de funcionamento de acordo com Di Bernardo *et al.* (2012 e 2017).

Vale ressaltar que, como explicado no item 1, serão apenas discutidos brevemente sobre o funcionamento de uma ETR e seus componentes, sem a realização do dimensionamento em si da estação.

3.5.2.1 Tanque de recebimento e regularização de vazão (TRV)

Conforme discutido, os resíduos gerados em uma ETA são provenientes de unidades de tratamento diferentes, o que faz com que a vazão de lodo seja também distinta. Segundo Di Bernardo *et al.* (2012), o TRV pode funcionar por meio de dois tipos de regime de vazão distintos: por batelada ou por funcionamento contínuo ou semi-contínuo.

Independentemente do regime adotado, o tanque tem a mesma funcionalidade: receber os resíduos gerados na ETA e encaminhá-los com uma determinada vazão, por gravidade ou bombeamento, ao clarificador da ETR.

Ademais, pode ser inserida uma solução de polímero (podendo ser aniônico, catiônico ou não-iônico) no resíduo regularizado no TRV, de forma a potencializar o processo de clarificação ocorrido no clarificador/adensador.

3.5.2.2 Clarificador

O clarificador funciona da mesma forma que a unidade de decantação ou flotação compreendida na ETA. Por meio da ação da gravidade, o clarificador naturalmente separa os resíduos sólidos da água.

No caso de clarificadores por decantação, a água recuperada é coletada por meio de calhas dispostas na parte superior do clarificador, e é direcionada a um tanque de água recuperada (TAR), cuja destinação ou disposição final foi explicada no item 3.5.2.

No caso do lodo, ele é coletado por meio de tubulações na parte inferior do clarificador e então encaminhado ao adensador ou a uma unidade de desaguoamento. Dependendo da concentração de resíduos sólidos no lodo, a etapa de adensamento é cumprida pelo próprio clarificador.

No caso de clarificadores por flotação, o processo é exatamente o mesmo, porém o lodo é coletado na parte superior e a água recuperada na parte inferior.

Geralmente, tanto nos clarificadores quanto nos adensadores, é feito o emprego de polímeros como auxiliares de floculação, o que melhora a qualidade da água recuperada, aumenta a velocidade de sedimentação dos flocos formados e diminui as dimensões mínimas necessárias dos clarificadores.

3.5.2.3 Adensador

O papel do adensador pode ser desempenhado pelo clarificador, dispensando o uso de um adensador propriamente dito caso a água afluyente à ETA possua uma concentração de sólidos suspensos totais suficientemente pequena. Assim, eles podem ser por gravidade, por flotação, ou mecânicos.

No caso dos adensadores mecânicos, ainda podem ser separados em esteira, dinâmico helicoidal e de tambor rotativo. Para ambos os tipos, também é introduzida uma solução de polímero, de forma a melhorar a qualidade da água recuperada e aumentar a concentração de SST na torta.

Os adensadores mecânicos de esteira funcionam basicamente por meio da separação da parte líquida da parte sólida do lodo com o auxílio de raspadores de plástico e uma grade de drenagem. A separação ocorre justamente nessa grade, na qual a água recuperada é coletada em baixo da esteira, após passar pela grade de drenagem.

Já o adensador dinâmico helicoidal e de tambor rotativo, após receber o lodo e a solução de polímero, o tambor é lentamente girado, separando a fase aquosa da sólida por meio de uma tela de filtro.

3.5.2.4 Desaguador

A etapa de desaguamento do lodo é a última do tratamento de resíduos. Nela, é feita novamente o mesmo processo de aumento de concentração de SST na torta e remoção de água recuperada do lodo.

O desaguamento pode ser realizado de diversas formas:

- Mecânico:
 - Centrífuga;
 - Filtro prensa de esteira;
 - Filtro prensa de placas;
 - Prensa desaguadora tipo parafuso;
- Natural:
 - Lagoa;
 - Filtração em leito de secagem e em leito de drenagem;
 - Filtração em geotêxtil.

Cada um desses métodos funciona de forma diferente e são recomendados de acordo com a condição de operação da ETA ou fatores ambientais da região de implementação da estação. Por exemplo, os métodos mecânicos possuem maior custo monetário tanto para aquisição quanto para manutenção, podendo ser desvantajoso para comunidades menores. Porém, eles ocupam uma área em planta muito menor se comparado aos métodos naturais.

Depois do desaguamento, tanto a torta quanto a fração aquosa do lodo podem ser finalmente reaproveitadas ou dispostas em local ambientalmente adequado.

3.5.3 Particularidades de destinação final para fins agrícolas ou para recuperação de solos

Dependendo das propriedades da água bruta e dos produtos químicos utilizados no processo de tratamento, o lodo gerado pode apresentar características que podem ser interessantes para fins agrícolas ou para recuperação de solos.

Segundo Tsutiya *et al.* (2001), nos Estados Unidos, os solos onde são cultivadas plantas cítricas (e.g. limão e laranja) apresentam deficiência de ferro em sua composição, que é essencial para o crescimento adequado desse tipo de cultivo. Como solução, as ETAs próximas a esses cultivos substituíram o coagulante de sulfato de alumínio por sulfato férrico, tornando o lodo gerado pela estação rico em ferro. Com isso, o lodo pôde ser utilizado para compensar a falta natural de ferro no solo, aumentando a produtividade e reaproveitando o lodo que poderia ter sido descartado em um aterro.

Com base nesse exemplo, caso haja presença de regiões de cultivo próximos à ETA, elas podem balizar parcialmente a adoção de um determinado coagulante que cuja composição química fosse benéfica para o desenvolvimento do plantio, ou para fins similares. Porém, essa escolha de produto químico deve ser feita de forma consciente, sempre visando a qualidade necessária da água tratada acima de assuntos secundários, como o reaproveitamento de lodo.

3.5.4 Particularidades de disposição final em aterros

Segundo a NBR 10004:2004, para que a disposição final do lodo gerado na ETA seja ambientalmente adequada, ele deve ser corretamente classificado como resíduo perigoso (Classe I) ou não perigoso (Classe II). Para tanto, é necessário recorrer ao ensaio de lixiviação, que irá determinar com base em valores máximos permitidos (VMPs) de diversos compostos químicos presentes no lodo. Caso qualquer um dos compostos resulte acima do VMP, o lodo é classificado como Classe II.

Além dessa classificação, o lodo também deve ser submetido ao ensaio de solubilização, o qual determinará se o lodo é categorizado como não inerte (Classe IIA) ou inerte (Classe IIB), que definirá o tipo específico de aterro adequado para o resíduo.

Assim, os aterros para cada tipo de classe de resíduo são caracterizados da seguinte forma:

- Aterro Classe IIA: destinado à disposição de resíduos não perigosos e não inertes, necessitam de impermeabilização com argila e geomembrana de PEAD, sistema de drenagem e tratamento de efluentes líquidos e gasosos e programa completo de monitoramento ambiental;

- Aterro classe IIB: pelo fato do resíduo ser inerte, o aterro Classe IIB dispensa a impermeabilização do solo. Porém, requer sistema de drenagem de águas pluviais e programa de monitoramento ambiental que contempla, também, o acompanhamento geotécnico (movimentação, recalque e deformação) do maciço de resíduos.

Com base nisso, caso o lodo da ETA não possa ser reaproveitado de alguma forma, ele deve ser submetido a esses ensaios de tal forma que se possa especificar o tipo de aterro adequado para ele.

4 Resultados e discussão

4.1 Previsão populacional

4.1.1 Métodos aritmético e geométrico

Segundo Tsutiya (2006), ambos os métodos aritmético e geométrico são recomendados para um período máximo de 5 anos de estudo para previsão populacional.

Como o período de projeto escolhido foi de 30 anos, esses métodos não podem ser utilizados, visto que os resultados produzidos por tais técnicas provavelmente seriam não verossímeis com a realidade futura da cidade.

4.1.2 Método logístico

Para o cálculo do método logístico, foram utilizados os dados provenientes da Tabela 3.1. Porém, além dessas informações, estão indicadas na Tabela 4.1 informações complementares necessárias para a realização da projeção populacional da cidade.

Tabela 4.1 - Informações populacionais da cidade escolhida

Parâmetro	Valor	Unidade
Período de projeto	30	ano
Tempo t_0	2002	ano
Tempo t_1	2012	ano
Tempo t_2	2022	ano
Tempo t	2052	ano
População p_0	31892	hab
População p_1	32355	hab
População p_2	33543	hab

Com base nessas informações e a partir da Equação 3.5 à Equação 3.8, tem-se:

$$K = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$$

$$K = \frac{2 \cdot 31892 \cdot 32355 \cdot 33543 - 32355^2 \cdot (31892 + 33543)}{31892 \cdot 33543 - 32355^2}$$

Equação 3.5

$$K = 116.548,85$$

$$a = \frac{1}{0,4343} \cdot \log\left(\frac{K - P_0}{P_0}\right)$$

$$a = \frac{1}{0,4343} \cdot \log\left(\frac{116.548,85 - 31.892}{31.892}\right) \quad \text{Equação 3.6}$$

$$a = 0,976$$

$$b = -\frac{1}{0,4343 \cdot d} \cdot \log\left(\frac{P_0 \cdot (K - P_1)}{P_1 \cdot (K - P_0)}\right)$$

$$b = -\frac{1}{0,4343 \cdot 10} \cdot \log\left(\frac{31.892 \cdot (116.548,85 - 32.355)}{32.355 \cdot (116.548,85 - 31.892)}\right) \quad \text{Equação 3.7}$$

$$b = 0,0019897$$

$$P = \frac{116.548,85}{1 + e^{0,976 - 0,0019897 \cdot (2052 - 2002)}}$$

$$\text{Equação 3.8}$$

$$P = 34.249 \text{ hab}$$

Alternativamente, poderia considerar em um projeto real a contratação de demógrafo para realizar uma estimativa mais verossímil, ou utilizar métodos mais complexos de previsão populacional, como métodos comparativos com outras cidades que se enquadrassem no passado em uma conjuntura econômica e populacional similares à situação atual da cidade escolhida.

4.1.3 Consumo de água

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), o coeficiente K_1 , correspondente ao dia de maior consumo de água, assume um valor de 1,25, valor adotado para este estudo.

No caso dos consumos especiais, não foi identificada nenhuma espécie de indústria de porte suficientemente grande que pudesse ser considerada como consumo especial. Assim, essa parcela não teve valor numérico.

Para o consumo interno de água da ETA, em especial para a lavagem dos filtros, foi considerado um acréscimo de 1% da vazão total afluyente à estação, coincidente com o valor referente ao volume de ALF consumida, conforme calculado no item 4.6.5.

Considerando o aspecto das perdas ocorridas ao longo da rede de distribuição, foi recomendada a adoção de uma porcentagem de perdas de 40%. Porém, segundo os dados do SNIS (2020), foi constatado que a média nacional brasileira de perdas ocorridas na rede de distribuição é aproximadamente 29%, e para a cidade escolhida para o projeto, o índice de perdas totais ocorridas na rede de distribuição é de 16,55%.

Em um projeto real, o ideal seria adotar um índice de perdas próximo à média nacional ou à regional. Porém, como trata-se de um projeto acadêmico com disponibilidade às informações reais do SNIS, foi adotado o índice de perdas totais na rede de distribuição de 16,55%.

Utilizando a Equação 3.9, obtém-se:

$$Q_a = \frac{(K_1 \cdot P \cdot q + \sum Q_{esp(K_1e)}) \cdot C_{ETA}}{86400 \cdot IP}$$

$$Q_a = \frac{(1,25 \cdot 34249 \cdot 162,1 + 0) \cdot 1,01}{86400 \cdot 0,1655} \quad \text{Equação 3.9}$$

$$Q_a = 97,21 \text{ L/s}$$

Caso fosse adotada perda de água na rede de distribuição de 40%, seria obtida uma vazão de 135,21 L/s, o que extrapolaria o limite inicialmente proposto para o projeto de 100 L/s. Como o intuito primordial desse trabalho é o aprendizado do dimensionamento de uma estação de tratamento de água em ciclo completo sem a implementação de filtros de taxa declinante variável, será mantida a vazão calculada de 97,21 L/s.

4.2 Adução de água bruta

4.2.1 Perdas de carga e curva de sistema

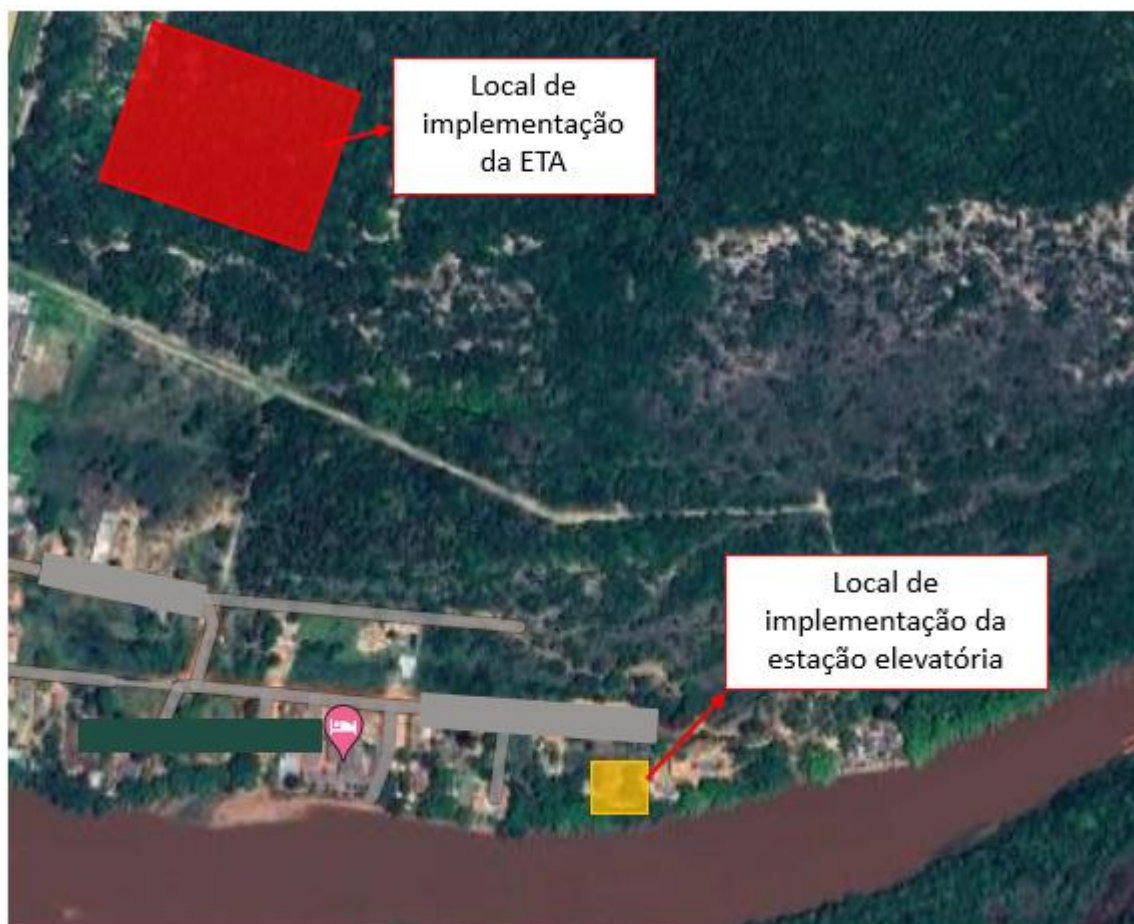
Inicialmente, foi necessário definir o traçado da tubulação de sucção e recalque de água bruta até a estação de tratamento. Considerando os entornos do corpo hídrico a ser utilizado para o abastecimento da ETA e os desníveis obtidos por meio da análise de altitude proveniente do Google Earth, foram elaborados três traçados distintos para a tubulação de encaminhamento de água bruta.

Quanto à escolha de local de implementação da ETA, ela foi feita de forma que a ETA ficasse aproximadamente equidistante dos pontos mais distantes da cidade, assim como ficasse próxima ao manancial de água bruta a ser aduzida, com o intuito de se reduzir os custos com tubulações e energia elétrica associados à adutora.

Na Figura 4.1, são ilustrados os locais de implementação idealizados para a ETA (em vermelho) e para a estação elevatória (em laranja). Ressalta-se que, para manter

o município utilizado como base para o projeto do TCC em sigilo, quaisquer nomes de ruas e estabelecimentos foram omitidos nas imagens a seguir.

Figura 4.1 - Locais de implementação da ETA (em vermelho) e da estação elevatória (em laranja)



Fonte: adaptado de Google Maps

O primeiro traçado proposto, indicado na Figura 4.2, é o mais simples possível, sendo considerada praticamente uma linha reta desde adutora até o local proposto de construção da estação. Apesar de ser simples e o trajeto mais econômico em termos de perda de carga e gasto de material com tubulações, esse traçado apresenta o principal problema de interceptar construções já existentes no local, o que inviabiliza sua implementação e eventual manutenção, além de possuir uma inclinação significativa em seu único trecho retilíneo considerado, que impactaria na forma de como seria instalada a tubulação.

Por conta dessas observações, os cálculos relativos a esse traçado não foram efetuados.

Figura 4.2 - Primeiro traçado (retilíneo) proposto para a adutora



Fonte: adaptado de Google Maps

O segundo traçado leva em consideração as diferenças de altitude entre trechos para não se ter uma tubulação muito inclinada, as construções locais e utiliza as ruas já existentes para a realização de eventuais manutenções ou melhorias a serem executadas na adutora, conforme indicado na Figura 4.3.

Figura 4.3 - Segundo traçado proposto para a adutora

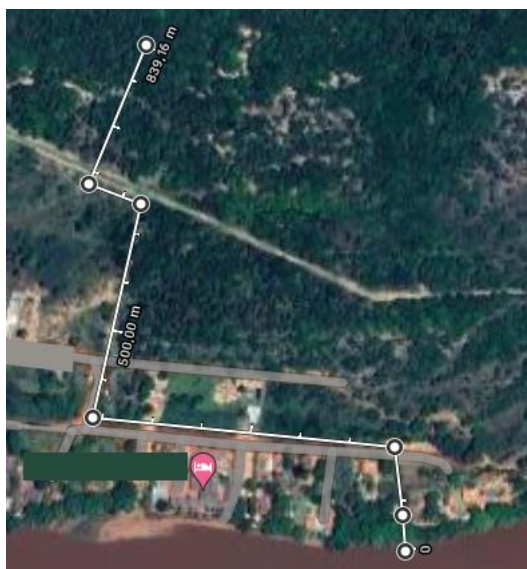


Fonte: adaptado de Google Maps

O terceiro e último traçado proposto, apresentado na Figura 4.4, segue a mesma linha de raciocínio considerada para o segundo traçado, porém acompanhando outras ruas próximas ao local de construção da ETA.

Destaca-se que as curvas consideradas para os traçados 2 e 3 foram concebidas com base em conexões de tubulações normalmente comercializadas (90° , 45° , $22,5^\circ$ e $11,25^\circ$), com o intuito de se eliminar a necessidade de produção e compra de conexões específicas, o que geralmente encarece e/ou dificulta a execução do projeto.

Figura 4.4 - Terceiro traçado proposto para a adutora



Fonte: adaptado de Google Maps

Devido a análise mais criteriosa nessa etapa do projeto, a extensão final da adutora resultou em valores entre 570,64 m e 839,16 m, diferentemente do 1,00 km previamente suposto no item 3.3.1.

Como o cálculo de diâmetro econômico é realizado por meio de várias tentativas, os cálculos individuais para cada diâmetro foram ocultados, e somente os cálculos referentes ao diâmetro final escolhido de 350 mm serão detalhados. Para efeito de comparação quanto aos resultados finais obtidos de cada diâmetro nominal estudado (de 100 mm a 1000 mm), todos foram expostos na Tabela 4.4.

Quanto ao tempo de funcionamento diário da estação elevatória, foram estudados diversos valores. Contudo, foi considerado um tempo de funcionamento de 24 h/d, com base nos resultados obtidos a cada estudo realizado. Para tempos diferentes de 24 h, para que a vazão afluente à ETA fosse constante e inferior a 100

L/s, deveria ser previsto um reservatório de água bruta. Contudo, foi constatado que esse reservatório ficaria demasiadamente grande se comparado à área em planta ocupada pelo restante da ETA, inviabilizando sua implementação.

Ademais, serão detalhados somente os cálculos referentes ao segundo traçado proposto, cujo resultado final foi o mais econômico quando comparado ao terceiro traçado. Seu desenho e detalhes estão apresentados no Anexo 1. Não somente isso, mas também não foram notadas quaisquer desvantagens executivas do segundo traçado se comparados ao terceiro, o que consolida a escolha do segundo traçado.

Para os cálculos foi considerada a utilização de tubulações compostas por ferro fundido novo, visto que não existe nenhum trecho da adutora que funcionará por gravidade. Além disso, foi usado como base não o diâmetro nominal da tubulação, mas sim o diâmetro interno, proveniente das tabelas de dimensões de tubos de ferro fundido flangeados da Saint Gobain.

Com base no traçado da adutora, é possível calcular as perdas de carga ocorridas na tubulação por meio da fórmula universal de perda de carga (Equação 3.16). Para facilitar o cálculo posterior de *Net Positive Suction Head* disponível (NPSH_d), o cálculo de perda de carga foi separado entre sucção e recalque.

Para a tubulação de sucção, que segundo o método do diâmetro econômico deve ser um diâmetro comercial superior à tubulação de recalque, foi considerada um diâmetro nominal de 400 mm com diâmetro interno de 413 mm.

Ademais, considerando a temperatura média local de 26°C, a viscosidade cinemática da água foi adotada em $1,007 \times 10^{-6}$ kPa/s.

Assim, por meio da Equação 3.14 a Equação 3.16, e da Equação 4.1, tem-se para a tubulação de sucção:

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

$$V = \frac{0,09721}{0,1033}$$

$$V = 0,94 \text{ m/s}$$

Equação 4.1

Em que:

V: velocidade média de escoamento (m/s);

Q_b: vazão a ser bombeada (m³/s);

A: área da seção transversal interna da tubulação (m²).

$$\begin{aligned}
 Rey_{Qs} &= \frac{V \cdot D_h}{\nu} \\
 Rey_{Qs} &= \frac{0,94 \cdot 0,413}{1,007 \cdot 10^{-6}} \\
 Rey_{Qs} &= 2,98 \cdot 10^5
 \end{aligned}
 \tag{Equação 3.14}$$

Com o traçado definido, foram consideradas as extensões lineares e as singularidades nas tubulações, indicadas na Tabela 4.2 juntamente com seus respectivos coeficientes de perda de carga, provenientes de Di Bernardo *et al.* (2017).

Tabela 4.2 - Comprimento linear de tubulação e singularidades na sucção

Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento na sucção (m)	2,32
1	Entrada normal em tubulação	0,5
1	Válvula de pé com crivo	10
2	Cotovelo de 90°	0,9
1	Tê de saída lateral	1,3
1	Registro gaveta aberto	0,15

Por fim, considerando que se tratam de tubulações em ferro fundido novo, segundo Porto (2006), o valor da rugosidade absoluta pôde ser adotado em 0,50 mm. Assim, se obteve o valor da perda de carga ocorrida na sucção.

$$\begin{aligned}
 f_s &= \left\{ \left(\frac{64}{Rey} \right)^8 + 9,5 \cdot \left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D_h} \right) + \frac{5,74}{Rey^{0,9}} - \left(\frac{2500}{Rey} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125} \\
 f_s &= \left\{ \left(\frac{64}{2,98 \cdot 10^5} \right)^8 + 9,5 \cdot \left[\ln \left(\frac{0,50 \cdot 10^{-3}}{3,7 \cdot 0,413} \right) + \frac{5,74}{(2,98 \cdot 10^5)^{0,9}} - \left(\frac{2500}{2,98 \cdot 10^5} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125} \\
 f_s &= 0,02158
 \end{aligned}
 \tag{Equação 3.15}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta H &= \left(f \cdot \frac{L}{D_h} + \sum K_j \right) \cdot \frac{\left(\frac{Q}{A} \right)_i^2}{2 \cdot g} \\
 \Delta H_s &= \left(0,02158 \cdot \frac{2,32}{0,413} + (0,5 + 10 + 2 \cdot 0,9 + 1,3 + 0,15) \right) \cdot \frac{(0,94)^2}{2 \cdot 9,81} \\
 \Delta H_s &= 39,47 \cdot Q^2
 \end{aligned}
 \tag{Equação 3.16}$$

Para a tubulação de recalque, é feito exatamente o mesmo procedimento de cálculo. Porém, foi considerada uma tubulação com diâmetro nominal de 350 mm e diâmetro interno de 363 mm, com o seu devido comprimento linear e com as seguintes singularidades indicadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Comprimento linear de tubulação e singularidades no recalque

Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento no recalque (m)	665,26
1	Válvula de retenção	2,5
1	Registro gaveta aberto	0,15
3	Cotovelo de 90°	0,9
1	Tê de saída lateral	1,3
1	Cotovelo de 45°	0,4
1	Saída de tubulação	1

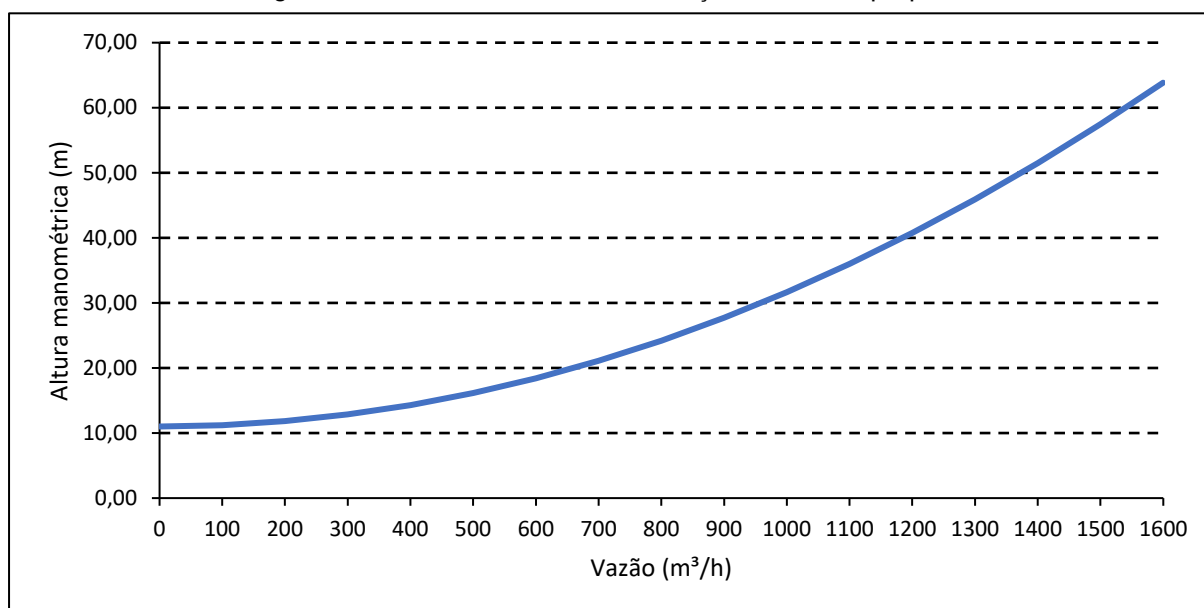
Assim, para o recalque, obteve-se o seguinte resultado:

$$\Delta H_r = 227,86 \cdot Q^2 \quad \text{Equação 3.16}$$

Somando ambas as perdas de carga em função da vazão e altura geométrica de 11,00 m, foi possível obter a curva do sistema, conforme indicado na Equação 3.17 e Figura 4.5.

$$\begin{aligned}
 H_m &= H_g + \sum \Delta H = H_g + \Delta H_s + \Delta H_r \\
 H_m &= 11,00 + 39,47 \cdot Q^2 + 227,86 \cdot Q^2 \\
 H_m &= 11,00 + 267,34 \cdot Q^2
 \end{aligned} \quad \text{Equação 3.17}$$

Figura 4.5 - Curva de sistema da estação elevatória proposta



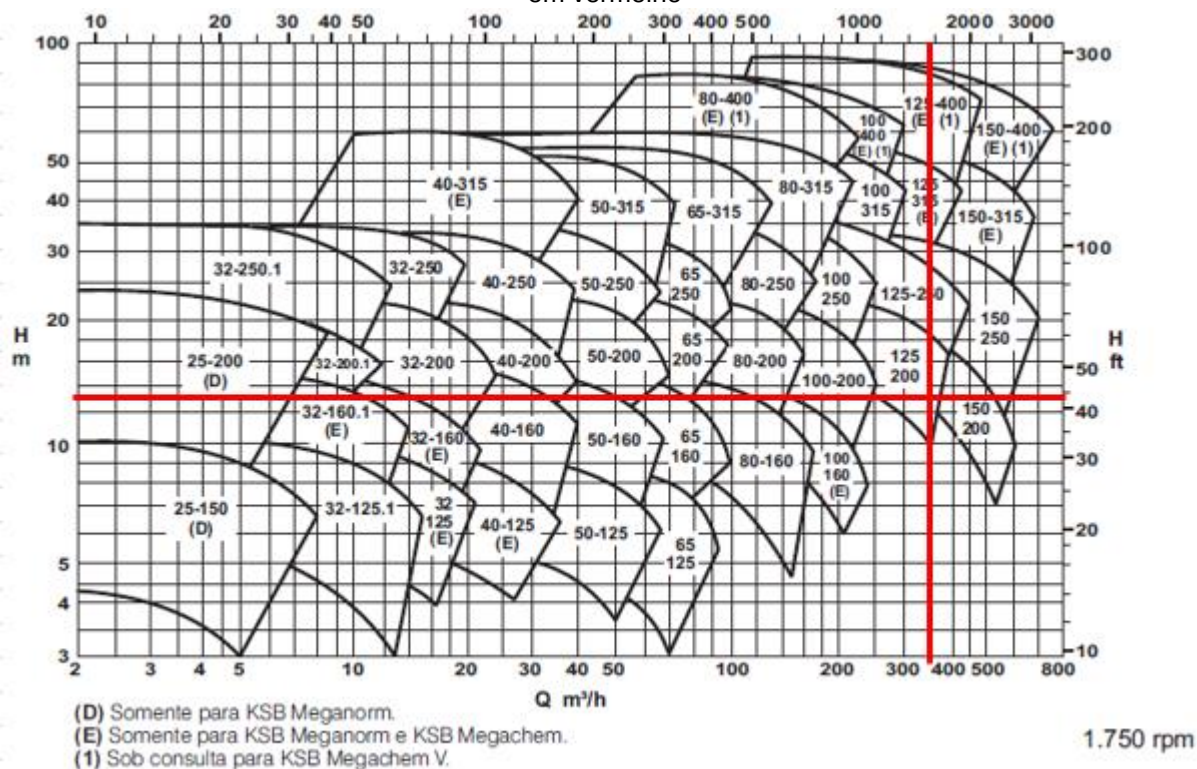
Fonte: Santos (2022)

4.2.2 Seleção da bomba hidráulica

O catálogo de bombas centrífugas da fabricante KSB disponível online apresenta opções viáveis para o atendimento da elevatória proposta. Considerando a vazão total inicialmente proposta de 97,21 L/s (350 m³/h), obteve-se uma altura manométrica total de 13,53 m. Apesar do funcionamento da estação elevatória ser realizado por meio de uma única bomba, também foi prevista uma bomba adicional a ser utilizada como reserva, caso ocorra algum problema com a primeira bomba e não seja necessário interromper o sistema inteiro de adução de água bruta por conta da falha de um único equipamento.

Na Figura 4.6 está indicado o mosaico com a vazão e altura manométrica previamente enunciadas.

Figura 4.6 - Mosaico de bombas centrífugas da KSB, com ponto de funcionamento teórico indicado em vermelho

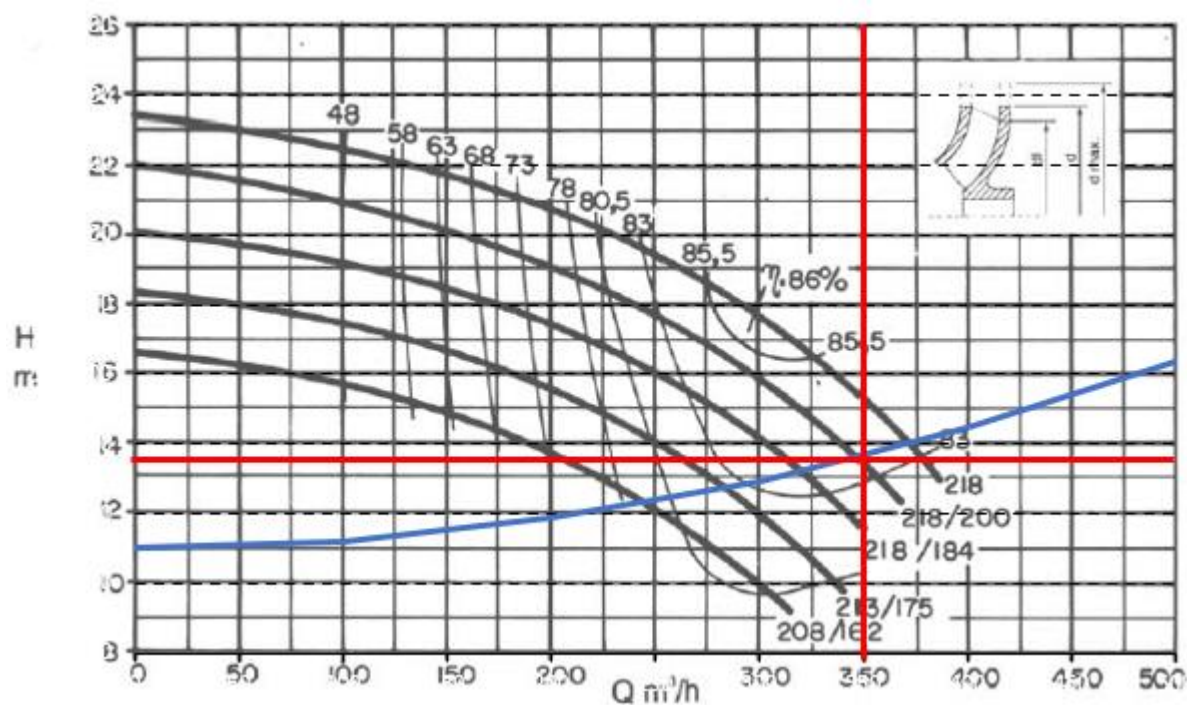


Fonte: adaptado de KSB (2022)

Apesar da intersecção ter ocorrido no modelo MEGANORM 125-200, foram analisadas as curvas características tanto desse modelo quanto do MEGANORM 150-200, que é o mais próximo da intersecção do ponto de funcionamento inicial com o mosaico. Constatou-se que, apesar do mosaico indicar o modelo MEGANORM 125-200, o MEGANORM 150-200 apresentou rendimento de valor próximo e possibilidade de veicular maiores vazões caso fosse necessário por quaisquer motivos (como, por exemplo, necessidade de aumentar a vazão veiculada à ETA para poder suprir momentos de consumo elevado inesperado, momentos de manutenção de uma das bombas etc).

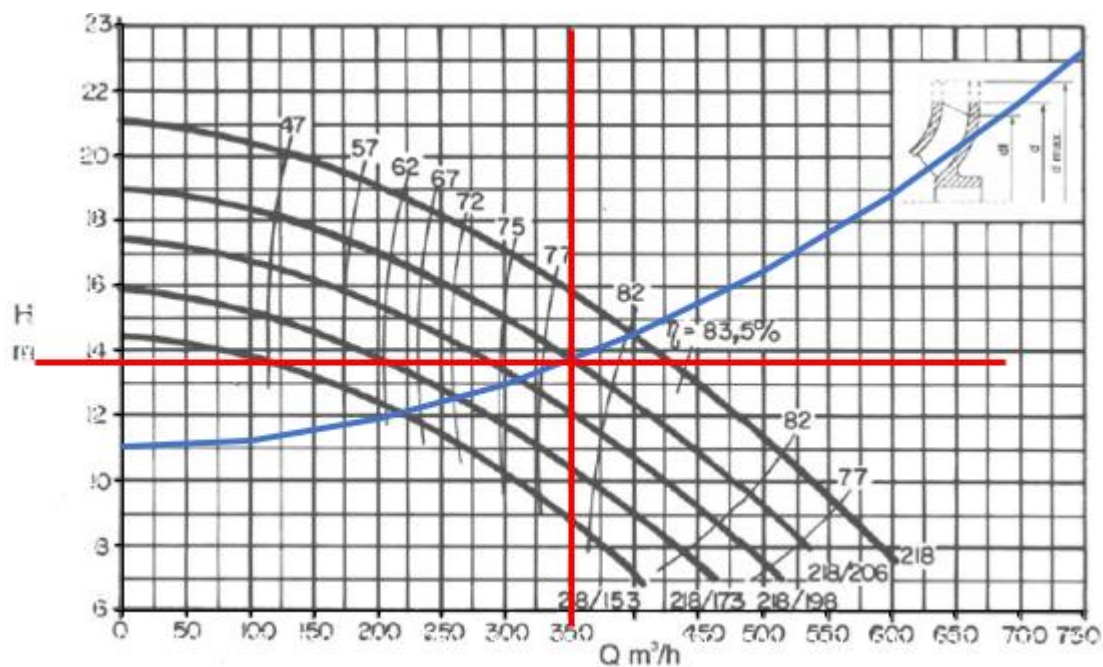
Essa comparação entre modelos de bombas pode ser observada na Figura 4.7 e Figura 4.8.

Figura 4.7 - Sobreposição da curva do sistema com a bomba centrífuga modelo MEGANORM 125-200



Fonte: adaptado de KSB (2022)

Figura 4.8 - Sobreposição da curva do sistema com a bomba centrífuga modelo MEGANORM 150-200



Fonte: adaptado de KSB (2022)

Devido a essa observação, foi adotada a bomba centrífuga MEGANORM 150-200 com diâmetro de rotor de 218 mm e rendimento de 80%.

Como comentário final, destaca-se que durante a seleção de uma bomba, o ideal é sempre consultar um especialista pertencente a uma fabricante de bombas. Esse contato evita possíveis equívocos quanto à seleção de um modelo incorreto de bomba, visto que podem existir diversas limitações particulares de cada bomba, principalmente devido à existência de inúmeros mosaicos de bombas, que nem sempre são facilmente acessíveis ao público.

4.2.3 NPSH disponível

Utilizando a Equação 3.18 e a Tabela 3.3 apresentadas no item 3.3.1.4 e considerando altitude local de 202 m (FreeMapTools, 2022) e temperatura de 26°C (Climate-Data, 2022), foram obtidos os seguintes resultados:

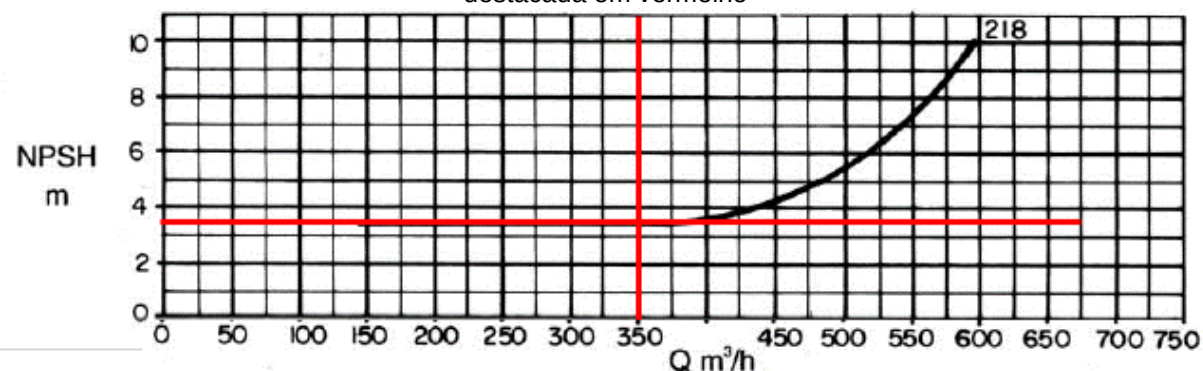
$$\begin{aligned}\frac{p_a}{\gamma} &= 13,6 \cdot \frac{760 - 0,081 \cdot h}{1000} \\ \frac{p_a}{\gamma} &= 13,6 \cdot \frac{760 - 0,081 \cdot 202}{1000} \\ \frac{p_a}{\gamma} &= 10,113 \text{ mca} \\ \frac{p_v}{\gamma} &= 0,342 \text{ mca}\end{aligned}\tag{Equação 3.18}$$

A partir do desenho mostrado no Anexo 1, a bomba encontra-se não afogada (e, portanto, o sinal de Z é positivo) a uma altura de 1,0 m. Com o cálculo já realizado da perda de carga na sucção, tem-se:

$$\begin{aligned}NPSH_d &= \frac{p_a}{\gamma} - \sum\left(\frac{p_v}{\gamma} - Z - \Delta H_s\right) \\ NPSH_d &= 10,113 - \sum(0,342 - 1,0 - 0,435) \\ NPSH_d &= 8,29 \text{ m}\end{aligned}\tag{Equação 3.19}$$

Considerando que a bomba centrífuga escolhida foi a MEGANORM 150-200 com diâmetro de rotor de 218 mm, tem-se a curva de NPSH requerido pela bomba indicado na Figura 4.9, com a intersecção da curva com a vazão pretendida destacada em vermelho.

Figura 4.9 - Curva de NPSH requerido pela bomba escolhida com intersecção com vazão pretendida destacada em vermelho



Fonte: adaptado de KSB (2022)

Como é possível observar, o NPSH disponível (8,29 m) é consideravelmente superior ao requerido pela bomba (aproximadamente 3,80 m). Com isso, conclui-se que não há possibilidade de ocorrência do fenômeno de cavitação, o que confere uma maior vida útil ao equipamento.

4.2.4 Determinação do diâmetro econômico

A determinação do diâmetro econômico foi baseada em valores presentes e amortização. Conforme explicado no item 4.2.1, serão mostrados apenas os cálculos para o diâmetro nominal de tubulação de 350 mm, apesar de terem sido avaliados diâmetros de 100 a 1000 mm.

4.2.4.1 Custos iniciais

Os custos iniciais referem-se ao investimento inicial do projeto, sendo um gasto único e não recorrente. Neles, estão contidos os custos associados à aquisição e assentamento das tubulações e compra das bombas.

4.2.4.1.1 Custo de aquisição das tubulações

No caso do custo referente à aquisição da tubulação, foi considerado um preço de 20,00 R\$/kg de ferro fundido (MFRural, 2022) com massa específica de 7400 kg/m³ (Operation, 2022). Para a tubulação de sucção, tem-se diâmetro interno de 413 mm, espessura de 8,1 mm e comprimento total de 2,32 m, e para a de recalque, foi considerado diâmetro interno de 363 mm com espessura de 7,7 mm e comprimento de 665,26 m. Utilizando a Equação 3.10, obtém-se o seguinte resultado:

$$\begin{aligned}
C_{1t} &= K \cdot \rho_m \cdot \pi \cdot (D + e) \cdot e \cdot L \\
C_{1t} &= 20,00 \cdot 7400 \cdot \pi \cdot [(0,413 + 0,0081) \cdot 0,0081 \cdot 2,32 \\
&\quad + (0,363 + 0,0077) \cdot 0,0077 \cdot 665,26] \\
C_{1t} &= 3.677,59 + 881.957,05 \\
C_{1t} &= R\$885.634,64
\end{aligned}
\tag{Equação 3.10}$$

4.2.4.1.2 Custo de assentamento das tubulações

Quanto ao custo de mão de obra associado ao assentamento da tubulação, foi utilizado como base o banco de dados de preços de composições do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI (SINAPI, 2022), mais especificamente a tabela de preços não desonerados do Mato Grosso do Sul de Julho de 2022. Considerando que a tubulação de sucção é de diâmetro nominal de 400 mm com comprimento de 2,32 m e a de recalque possui diâmetro nominal igual a 350 mm com comprimento de 665,26 m, utilizam-se os códigos 97164 e 97163, respectivamente. Por meio da Equação 4.2, obtém-se os seguintes resultados:

$$\begin{aligned}
C_{1a} &= L_s \cdot C_{a,s} + L_r \cdot C_{a,r} \\
C_{1a} &= 2,32 \cdot 14,90 + 665,26 \cdot 13,41 \\
C_{1a} &= 34,57 + 8.921,14 \\
C_{1a} &= R\$8.955,70
\end{aligned}
\tag{Equação 4.2}$$

Em que:

C_{1a} : custos iniciais referentes ao assentamento das tubulações (R\$);

L_s : comprimento total da tubulação de sucção (m);

$C_{a,s}$: custo de assentamento da tubulação de sucção (R\$/m);

L_r : comprimento total da tubulação de recalque (m);

$C_{a,r}$: custo de assentamento da tubulação de recalque (R\$/m).

Ressalta-se que, como geralmente obras associadas à infraestrutura de um município utilizam serviços estatais, foi considerada a tabela de preços não desonerada.

4.2.4.1.3 Custo de aquisição das bombas

O custo de aquisição das bombas foi realizado por meio de consultas online, utilizando meios de pesquisas disponíveis, baseando-se somente na potência da bomba a ser utilizada no projeto.

Assim, considerando uma potência aproximada de 20 cv, foi pesquisado o valor unitário de R\$22.601,00, totalizando R\$45.202,00.

4.2.4.1.4 Investimento inicial total

Com as parcelas individuais dos custos iniciais que devem ser arcados com o projeto, tem-se o valor do investimento inicial com a Equação 4.3:

$$\begin{aligned} C_1 &= C_{1t} + C_{1a} + C_{1b} \\ C_1 &= 885.634,64 + 8.955,70 + 49.992,00 \\ C_1 &= R\$944.582,35 \end{aligned} \quad \text{Equação 4.3}$$

4.2.4.2 Custo anual com energia elétrica

Utilizando a Equação 3.11, os resultados obtidos nos itens 4.2.1 e 4.2.2 e usando como referência a tarifa de energia elétrica de classe B3 de 0,593 R\$/kWh de acordo com o DME de Poços de Caldas, porém considerando um desconto de 6,00% para serviços de abastecimento de água, tem-se:

$$\begin{aligned} C_e &= \frac{9,8 \cdot Q \cdot (H_g + \Delta H)}{\eta} \cdot N \cdot t \cdot A \\ C_e &= \frac{9,8 \cdot 0,09721 \cdot (11,00 + 2,53)}{0,80} \cdot 365 \cdot 24 \cdot (0,593 \cdot 0,94) \\ C_e &= 78.849,09 \text{ R\$/ano} \end{aligned} \quad \text{Equação 3.11}$$

4.2.4.3 Valor presente

Aplicando o conceito de valor presente, é possível determinar o diâmetro que seja economicamente mais vantajoso para o projeto. Utilizando a Equação 3.12 e uma taxa de juros de 1,45% ao ano (BNDES, 2022), tem-se:

$$VP = C_1 + \frac{(1+r)^n - 1}{r \cdot (1+r)^n} \cdot C_e \quad \text{Equação 3.12}$$

$$VP = 944.582,35 + \frac{(1 + 0,0145)^{30} - 1}{0,0145 \cdot (1 + 0,0145)^{30}} \cdot 78.849,09$$

$$VP = R\$2.851.699,27$$

Esse valor é correspondente à tubulação com diâmetro nominal de 350 mm, que foi utilizado como base para todos os cálculos explicitados ao longo do item 4.2.

4.2.4.4 Amortização

De forma a se garantir que o resultado obtido pelo valor presente é o correto, pode-se realizar o estudo econômico por meio da amortização, conforme indicado pela Equação 3.13, com a mesma taxa de juros de 1,45% ao ano:

$$\text{Valor da parcela} = Am + C_e = C_1 \cdot \left[\frac{r \cdot (1 + r)^n}{(1 + r)^n - 1} \right] + C_e$$

$$Am = 944.582,35 \cdot \left[\frac{0,0145 \cdot (1 + 0,0145)^{30}}{(1 + 0,0145)^{30} - 1} \right] + 78.849,09 \quad \text{Equação 3.13}$$

$$Am = R\$117.902,52$$

Conforme esperado, o resultado do diâmetro econômico é o mesmo tanto pelo método da amortização quanto do valor presente.

4.2.4.5 Comparação dos diâmetros estudados

Apesar de não terem sido explicitados os cálculos individuais realizados para cada um dos diâmetros estudados para o segundo traçado proposto ao longo desse trabalho, os resultados de cada um estão expostos na Tabela 4.4, de forma a mostrar a diferença entre cada uma das tubulações.

Além disso, para mostrar que o terceiro traçado é, de fato, menos econômico que o segundo, os resultados obtidos para ele estão apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.4 - Estudo de diâmetro econômico para todas as tubulações consideradas para o segundo traçado proposto

Diâmetro nominal (mm)	Custo da tubulação de sucção C1s (R\$)	Custo da tubulação de recalque C1r (R\$)	Custo da bomba (R\$)	Custo de assentamento de sucção (R\$)	Custo de assentamento de recalque (R\$)	Investimento inicial C1 (R\$)	Altura manométrica Hm (m)	Potência da bomba (kW)	Consumo de energia mensal (kWh/mês)	Custo do sistema de bombeamento Ce (R\$/ano)	Valor presente (R\$)	Amortização (R\$)
100	1061,44	207860,65	218000,00	17,08	3891,77	430830,93	149,89	178,50	128518,32	871104,26	21500162,42	888916,81
150	1465,85	304367,37	218000,00	20,51	4896,31	528750,05	168,18	200,28	144198,75	977387,02	24168734,60	999248,01
200	1959,95	420333,20	218000,00	24,08	5880,90	646198,13	48,81	58,12	41848,70	283652,76	7506885,67	310369,60
250	2476,00	562015,59	71792,00	27,56	6905,40	643216,55	23,79	28,33	20400,19	138273,59	3987629,22	164867,16
300	3075,70	709992,58	46444,00	31,11	7903,29	767446,68	16,32	19,44	13993,62	94849,50	3061564,31	126579,32
350	3677,59	881957,05	49992,00	34,57	8921,14	944582,35	13,57	16,16	11633,00	78849,09	2851699,27	117902,52
400	4373,08	1054549,44	49992,00	38,16	9912,37	1118865,06	12,39	14,75	10621,26	71991,48	2860117,33	118250,57
450	5077,43	1253981,21	45202,00	48,70	10943,53	1315252,86	11,81	14,06	10126,19	68635,88	2975343,71	123014,56
500	6675,51	1455952,47	45202,00	56,84	13963,81	1521850,63	11,47	13,66	9832,37	66644,34	3133772,18	129564,73
600	11239,85	1914201,68	45202,00	64,43	16298,87	1987006,83	11,21	13,35	9608,93	65129,83	3562297,10	147281,95
700	13906,39	3223027,79	45202,00	72,31	18474,27	3300682,76	11,11	13,23	9524,29	64556,19	4862098,27	201021,78
800	16820,95	3987658,02	45202,00	80,32	20736,15	4070497,44	11,06	13,17	9482,84	64275,18	5625116,37	232568,50
900	19999,05	4823406,29	45202,00	88,35	23031,30	4911726,98	11,04	13,14	9462,28	64135,88	6462976,46	267209,54
1000	27167,90	5734726,75	45202,00	105,24	25333,10	5832534,98	11,02	13,12	9449,29	64047,84	7381655,12	305191,99

Tabela 4.5 - Estudo de diâmetro econômico para todas as tubulações consideradas para o terceiro traçado proposto

Diâmetro nominal (mm)	Custo da tubulação de sucção C1s (R\$)	Custo da tubulação de recalque C1r (R\$)	Custo da bomba (R\$)	Custo de assentamento de sucção (R\$)	Custo de assentamento de recalque (R\$)	Investimento inicial C1 (R\$)	Altura manométrica Hm (m)	Potência da bomba (kW)	Consumo de energia mensal (kWh/mês)	Custo do sistema de bombeamento Ce (R\$/ano)	Valor presente (R\$)	Amortização (R\$)
100	18501,96	248935,35	218000,00	297,64	4660,81	490395,77	233,25	277,76	199989,50	1355539,83	33276733,06	1375815,07
150	25551,33	364512,48	218000,00	357,49	5863,86	614285,16	201,35	239,77	172636,65	1170140,68	28916387,47	1195538,09
200	34163,95	503393,96	218000,00	419,77	7043,00	763020,69	58,18	69,28	49885,00	338123,26	8941181,85	369670,09
250	43159,22	673073,78	71792,00	480,43	8269,95	796775,38	26,89	32,02	23057,22	156283,13	4576783,29	189225,53
300	53612,64	850292,05	46444,00	542,30	9465,03	960356,02	17,58	20,93	15071,96	102158,59	3431257,94	141864,18
350	64104,23	1056237,89	49992,00	602,56	10684,02	1181620,69	14,16	16,86	12140,41	82288,36	3171922,95	131142,06
400	76227,34	1262935,74	49992,00	665,24	11871,13	1401691,44	12,70	15,12	10889,16	73807,34	3186863,89	131759,79
450	88504,82	1501776,61	45202,00	848,84	13106,04	1649438,31	11,99	14,28	10279,51	69675,11	3334664,71	137870,56
500	116361,00	1743658,80	45202,00	990,78	16723,15	1922935,73	11,58	13,78	9924,82	67271,00	3550014,29	146774,12
600	195922,26	2292461,24	45202,00	1123,02	19519,64	2554228,16	11,25	13,40	9648,03	65394,90	4135929,46	170998,58
700	242402,81	3859920,48	45202,00	1260,51	22124,91	4170910,72	11,13	13,26	9544,28	64691,66	5735602,94	237136,53
800	293206,49	4775646,96	45202,00	1400,03	24833,76	5140289,25	11,07	13,19	9493,54	64347,71	6696662,46	276871,20
900	348604,08	5776544,90	45202,00	1539,96	27582,45	6199473,38	11,04	13,15	9468,52	64178,14	7751745,19	320493,24
1000	473564,54	6867948,62	45202,00	1834,36	30339,10	7418888,61	11,03	13,13	9453,16	64074,07	8968643,09	370805,46

4.2.5 Sistemas de gradeamento e desarenação

Utilizando como base a NBR 12209:2011, foram concebidas grades de limpeza manual com dimensões de 9 mm de largura por 25 mm de espessura, espaçamento entre barras de 20 mm e inclinação de 60°. Com isso, calcula-se a eficiência da grade com a Equação 3.20.

$$E = \frac{a}{a + t}$$

$$E = \frac{20}{20 + 9}$$

$$E = 0,6897$$
Equação 3.20

Em que:

E: eficiência da grade;

a: espaçamento entre barras (mm);

t: largura da seção transversal da grade (mm).

Segundo Tsutiya (1999), a velocidade nas grades deve ser entre 0,6 m/s e 1,2 m/s. Adotando-se uma velocidade de 0,7 m/s, foi calculada a área transversal útil do canal pertencente ao sistema de gradeamento com a Equação 3.21.

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

$$A_u = \frac{0,09721}{0,7}$$

$$A_u = 0,14 \text{ m}^2$$
Equação 3.21

Em que:

A_u : área transversal útil do canal do sistema de gradeamento (m²);

Q: vazão (m³/s);

V: velocidade média de escoamento (m/s).

Adotando-se uma altura de água em relação ao fundo do canal pertencente ao sistema de gradeamento de 0,70 m, foram definidas a área total do canal (Equação 3.22) e a largura desse canal (Equação 3.23).

$$A_t = \frac{A_u}{E}$$

$$A_t = \frac{0,14}{0,6897}$$

$$A_t = 0,20 \text{ m}^2$$

Equação 3.22

$$S = \frac{A_t}{H}$$

$$S = \frac{0,20}{0,70}$$

$$S = 0,29 \text{ m}$$

$$S_{adotado} = 0,30 \text{ m}$$

Equação 3.23

Em que:

A_t : área transversal total do canal do sistema de gradeamento (m^2);

A_u : área transversal útil do canal do sistema de gradeamento (m^2);

E : eficiência da grade;

S : largura do canal do sistema de gradeamento (m);

H : altura do nível de água no interior do canal do sistema de gradeamento (m).

Quanto ao desarenador, foi considerado que seu fluxo será unicamente horizontal. Com base nisso, a NBR 12209:2011 indica valores de taxa de escoamento superficial entre $600 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$ e $1300 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$. Adotando-se uma taxa de $800 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$ e utilizando a Equação 3.24, foi calculada a área superficial requisitada pelo desarenador.

$$A_{sup} = \frac{Q}{q}$$

$$A_{sup} = \frac{0,09721 \cdot 86400}{800}$$

Equação 3.24

$$A_{sup} = 10,499 \text{ m}^2$$

Em que:

A_{sup} : área superficial do desarenador (m^2);

Q : vazão (m^3/s);

q : taxa de escoamento superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$).

Segundo Tsutiya (1999), a velocidade de escoamento horizontal da água não deve ser inferior a 0,30 m/s, visto que velocidades inferiores a essa resultam na deposição de matéria orgânica no fundo do desarenador, e superiores a 0,40 m/s podem ocasionar o carreamento das partículas grosseiras contidas na água para além do desarenador, inutilizando-o. Adotando-se essa velocidade limite, foi calculada a área transversal da caixa de retenção com a Equação 3.25.

$$\begin{aligned} A_{trans} &= \frac{Q}{V_h} \\ A_{trans} &= \frac{0,09721}{0,30} \\ A_{trans} &= 0,324 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad \text{Equação 3.25}$$

Dado que a altura de água permanece essencialmente igual a no canal de gradeamento de 0,70 m, foram calculadas a largura (Equação 3.26) e o comprimento (Equação 3.27) do desarenador.

$$\begin{aligned} B &= \frac{A_{trans}}{H} \\ B &= \frac{0,324}{0,70} \\ B &= 0,46 \text{ m} \\ B_{adotado} &= 0,50 \text{ m} \end{aligned} \quad \text{Equação 3.26}$$

$$\begin{aligned} L &= \frac{A_{sup}}{B} \\ L &= \frac{10,499}{0,50} \end{aligned} \quad \text{Equação 3.27}$$

$$L = 21,00 \text{ m}$$

Por fim, de forma a se evitar a paralisação completa da ETA em casos de limpeza das unidades de gradeamento e desarenação, foram previstas duas unidades idênticas desses sistemas lado a lado, sendo uma delas reserva.

4.3 Unidade de mistura rápida

Para o dimensionamento da calha Parshall, foi utilizado o procedimento de cálculo conforme descrito no item 3.3.2.

Foram avaliadas diversas dimensões de garganta de calha Parshall, e chegou-se à conclusão de que a garganta ideal é de 91,5 cm, cujos cálculos estão apresentados a seguir. Essa dimensão foi escolhida pelos seguintes motivos:

- Para dimensões menores, o gradiente de velocidade aumenta progressivamente. Como o gradiente de velocidade obtido para a calha Parshall de dimensão de 91,5 cm já foi relativamente elevado (1377 s^{-1}), optou-se por manter o menor gradiente de velocidade possível, de forma a se aproximar dos limites recomendados pela literatura sobre o assunto;
- Para dimensões maiores, pelo método de cálculo adotado, a perda de energia E_n ocorrida na calha Parshall resulta negativo, o que não apresenta nenhum sentido físico.

Inicialmente, foi determinada a altura da lâmina de água na seção de medição da calha. Como a dimensão escolhida foi de 91,5 cm, foi utilizada a Equação 3.31:

$$Q = 0,372 \cdot w \cdot (3,281 \cdot H_a)^{1,568 \cdot w^{0,026}}$$

$$0,09721 = 0,372 \cdot 0,915 \cdot (3,281 \cdot H_a)^{1,568 \cdot 0,915^{0,026}} \quad \text{Equação 3.31}$$

$$H_a = 0,137 \text{ m}$$

Com a Equação 3.33, foi determinada a largura da calha na sua seção de medição e com a Equação 3.34, a velocidade nessa mesma seção:

$$D' = \frac{2}{3} \cdot (D - w) + w \quad \text{Equação 3.33}$$

$$D' = \frac{2}{3} \cdot (1,57 - 0,915) + 0,915$$

$$D' = 1,35 \text{ m}$$

$$Q = V_a \cdot D' \cdot H_a$$

$$0,09721 = V_a \cdot 1,35 \cdot 0,137$$

Equação 3.34

$$V_a = 0,525 \text{ m/s}$$

Utilizando-se a Equação 3.35, calculou-se a energia disponível nessa seção de medição e, sequencialmente, determinou-se o ângulo fictício com a Equação 3.36.

$$E_a = H_a + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + N$$

$$E_a = 0,137 + \frac{0,525^2}{2 \cdot 9,81} + 0,229$$

Equação 3.35

$$E_a = 0,38 \text{ m}$$

$$\cos(\varphi) = \frac{-g \cdot Q}{(w \cdot 0,67 \cdot g \cdot E_a)^{1,5}}$$

$$\cos(\varphi) = \frac{-9,81 \cdot 0,09721}{(0,915 \cdot 0,67 \cdot 9,81 \cdot 0,38)^{1,5}}$$

Equação 3.36

$$\varphi = 1,84 \text{ rad}$$

Com o ângulo fictício definido, foi determinada a velocidade média de escoamento no início do ressalto por meio da Equação 3.37, e a altura de água nesse mesmo local com a Equação 3.38.

$$V_1 = 2 \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot g \cdot E_a}{3}\right)^{0,5}$$

$$V_1 = 2 \cdot \cos\left(\frac{1,84}{3}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 0,38}{3}\right)^{0,5}$$

Equação 3.37

$$V_1 = 2,58 \text{ m/s}$$

$$y_1 = E_a - \frac{V_1^2}{2 \cdot g}$$

Equação 3.38

$$y_1 = 0,38 - \frac{2,58^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$y_1 = 0,04 \text{ m}$$

Em seguida, foram calculados o número de Froude (Equação 3.39), a altura da lâmina de água tanto no final do ressalto (Equação 3.40) quanto no trecho divergente (Equação 3.41), e a velocidade média de escoamento no trecho divergente (Equação 3.42).

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}}$$

$$Fr = \frac{2,58}{\sqrt{9,81 \cdot 0,04}}$$

$$Fr = 4,07$$

Equação 3.39

$$y_3 = \frac{y_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot Fr^2} - 1)$$

$$y_3 = \frac{0,04}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot 4,07^2} - 1)$$

$$y_3 = 0,22 \text{ m}$$

Equação 3.40

$$y_2 = y_3 - (N - K)$$

$$y_2 = 0,22 - (0,229 - 0,076)$$

$$y_2 = 0,06 \text{ m}$$

Equação 3.41

$$V_2 = \frac{Q}{C \cdot y_2}$$

$$V_2 = \frac{0,09721}{1,22 \cdot 0,06}$$

$$V_2 = 1,27 \text{ m/s}$$

Equação 3.42

Com a Equação 3.43 foi definida a perda de energia e com a Equação 3.44 a perda de carga ocorridas na calha Parshall:

$$E_n = E_a - \left[\frac{V_2^2}{2 \cdot g} + y_2 + (N - K) \right]$$

$$E_n = 0,38 - \left[\frac{1,27^2}{2 \cdot 9,81} + 0,06 + (0,229 - 0,076) \right] \quad \text{Equação 3.43}$$

$$E_n = 0,08 \text{ m}$$

$$\Delta h = H_a + N - y_3$$

$$\Delta h = 0,137 + 0,229 - 0,22 \quad \text{Equação 3.44}$$

$$\Delta h = 0,15 \text{ m}$$

Por fim, foram determinados os parâmetros que indicam se o perfil de calha Parshall escolhido é adequado para a situação ou não, que são o tempo médio de escoamento da água no trecho divergente pela Equação 3.45 e o gradiente de velocidade médio com a Equação 3.46.

$$t_{mr} = \frac{\frac{G}{V_1 + V_2}}{2}$$

$$t_{mr} = \frac{0,915}{\frac{2,58 + 1,27}{2}} \quad \text{Equação 3.45}$$

$$t_{mr} = 0,48 \text{ s}$$

$$G_{mr} = \sqrt{\frac{\gamma \cdot E_n}{\mu \cdot t_{mr}}}$$

$$G_{mr} = \sqrt{\frac{9778,61 \cdot 0,08}{8,90 \cdot 10^{-4} \cdot 0,48}} \quad \text{Equação 3.46}$$

$$G_{mr} = 1377,43 \text{ s}^{-1}$$

Comparando-se os resultados obtidos com os valores exigidos pela NBR 12216:1992, foi observado que o tempo de mistura é consideravelmente inferior ao máximo exigido (5 s) e o gradiente médio de velocidade resultou acima da faixa requerida (700 s^{-1} a 1100 s^{-1}) para o caso de ausência de ensaios laboratoriais que comprovem um valor de gradiente ideal para a situação do projeto. Devido a esse fato, seria interessante para a avaliação de execução do projeto a possibilidade do uso de

um misturador rápido mecanizado, no qual seria possível controlar o gradiente médio de velocidade de tal forma que ele atenda aos requisitos da norma.

Porém, teoricamente, para o funcionamento adequado de uma calha Parshall como unidade de mistura rápida, entende-se que um elevado gradiente médio de velocidade (no caso superior ao valor da norma) não compromete a inserção e mistura apropriadas do coagulante na água bruta. Esse fato é respaldado pela recomendação de Di Bernardo *et al.* (2017), que o gradiente médio de velocidade deve ser maior ou igual a 1000 s^{-1} , sem apresentar um valor máximo. Assim, será mantida a utilização da calha Parshall como misturador rápido para o projeto.

Conforme as recomendações finais citadas no item 3.3.2, verificou-se a velocidade média de escoamento após o trecho divergente por meio da Equação 4.4.

$$V_3 = \frac{Q}{y_3 \cdot C}$$

$$V_3 = \frac{0,09721}{0,22 \cdot 1,22}$$

$$V_3 = 0,37 \text{ m/s}$$
Equação 4.4

Em que:

V_3 : velocidade média de escoamento após o trecho divergente (m/s);

Q : vazão (m^3/s);

y_3 : altura da lâmina de água no final do ressalto (m);

C : dimensão padronizada da calha Parshall (m).

Como essa velocidade resultou inferior ao máximo recomendado de $0,6 \text{ m/s}$, não há necessidade da realização de um rebaixo após a calha Parshall.

No Anexo 1 está apresentado o desenho da calha Parshall escolhida, juntamente com a distância mínima recomendada de três vezes a dimensão na largura do trecho divergente da calha entre a calha Parshall e o vertedor com descarga livre, com o intuito de se garantir divisão equitativa de vazão no vertedor.

4.4 Unidade de floculação mecanizada

Conforme enunciado no item 3.3.3, a NBR 12216:1992 exige um número mínimo de três câmaras de floculação mecanizada em série. Para o projeto, foram adotadas

quatro câmaras no total: as duas primeiras (seguindo o sentido de escoamento da água) dotadas de agitadores do tipo turbina, e as duas últimas câmaras compostas por agitadores do tipo paleta.

O número de câmaras foi adotado de forma a se atender à exigência mínima de três câmaras em série, conforme enunciado pela NBR 12216:1992, e foram escolhidas especificamente quatro câmaras em série de forma a se obter uma simetria no desenho da unidade e, conseqüentemente, se facilitar o cálculo de perda de carga e gradientes de velocidade ocorridos no transporte de água entre cada câmara.

4.4.1 Dimensões das câmaras

Como foram concebidas quatro câmaras em série geometricamente idênticas entre si e adotando um tempo de floculação total de 32 min, usando-se a Equação 3.47, foi calculado o volume útil mínimo necessário para cada câmara:

$$\begin{aligned}
 Vol_{u,mín} &= \frac{Q \cdot t_f}{n_{cf}^2} \\
 Vol_{u,mín} &= \frac{0,09721 \cdot (32 \cdot 60)}{4^2} \\
 Vol_{u,mín} &= 11,66 \text{ m}^3
 \end{aligned}
 \tag{Equação 3.47}$$

De forma a respeitar esse volume útil mínimo, foram admitidas câmaras quadradas com 2,0 m de lado e altura útil de 3,0 m. Com a Equação 3.48, tem-se:

$$\begin{aligned}
 Vol_u &= a^2 \cdot h_u \\
 Vol_u &= 2,0^2 \cdot 3,0 \\
 Vol_u &= 12,00 \text{ m}^3
 \end{aligned}
 \tag{Equação 3.48}$$

4.4.2 Floculadores tipo turbina

Para esses floculadores, foram adotados agitadores com escoamento axial e turbina com paletas inclinadas a 45°. De forma a se determinar o diâmetro do rotor a ser utilizado nas duas primeiras câmaras de floculação, as seguintes recomendações de relações geométricas de Di Bernardo *et al.* (2017) foram consideradas:

- $2,0 \leq a/D_{ax} \leq 6,6$;
- $2,7 \leq h_u/D_{ax} \leq 3,9$;

- $0,9 \leq h_{ax}/D_{ax} \leq 1,1$.

Em que:

a: dimensão em planta de uma câmara quadrada (m);

D_{ax} : diâmetro do rotor (m);

h_u : altura útil de uma câmara (m);

h_{ax} : distância entre fundo da câmara e rotor (m).

Adotando-se um diâmetro de rotor de 0,8 m e uma distância do rotor até o fundo da câmara de 0,8 m, obteve-se:

$$2,0 \leq \frac{a}{D_{ax}} \leq 6,6$$

$$2,0 \leq \frac{2,0}{0,8} \leq 6,6$$

$$2,0 \leq 2,5 \leq 6,6$$

$$2,7 \leq \frac{h_u}{D_{ax}} \leq 3,9$$

$$2,7 \leq \frac{3,0}{0,8} \leq 3,9$$

$$2,7 \leq 3,75 \leq 3,9$$

$$0,9 \leq \frac{h_{ax}}{D_{ax}} \leq 1,1$$

$$0,9 \leq \frac{0,8}{0,8} \leq 1,1$$

$$0,9 \leq 1,0 \leq 1,1$$

De forma a respeitar os limites estabelecidos pela NBR 12216:1992 e as recomendações de projeto indicadas por Di Bernardo *et al.* (2017), que são, respectivamente, gradiente de velocidade máximo de 70 s^{-1} e mínimo de 30 s^{-1} , a primeira câmara será projetada com um gradiente de velocidade de 60 s^{-1} e a segunda com 45 s^{-1} . Com isso, calculam-se as potências úteis máxima e mínima introduzidas na água (Equação 3.49a e b) e potência máxima exigida pelo motor (Equação 3.50), considerando viscosidade absoluta da água à 26°C de $8,9 \cdot 10^{-4} \text{ N.s/m}^2$.

$$\begin{aligned}
 P_{uax,max} &= \mu \cdot Vol_u \cdot G_{f,max}^2 \\
 P_{uax,max} &= 8,9 \cdot 10^{-4} \cdot 12,00 \cdot 60^2 \\
 P_{uax,max} &= 38,45 \text{ W}
 \end{aligned}
 \tag{Equação 3.49a}$$

$$\begin{aligned}
 P_{uax,min} &= \mu \cdot Vol_u \cdot G_{f,min}^2 \\
 P_{uax,min} &= 8,9 \cdot 10^{-4} \cdot 12,00 \cdot 45^2 \\
 P_{uax,min} &= 21,63 \text{ W}
 \end{aligned}
 \tag{Equação 3.49b}$$

$$\begin{aligned}
 P_m &= 2 \cdot P_{uax,max} \\
 P_m &= 2 \cdot 38,45 \\
 P_m &= 76,90 \text{ W}
 \end{aligned}
 \tag{Equação 3.50}$$

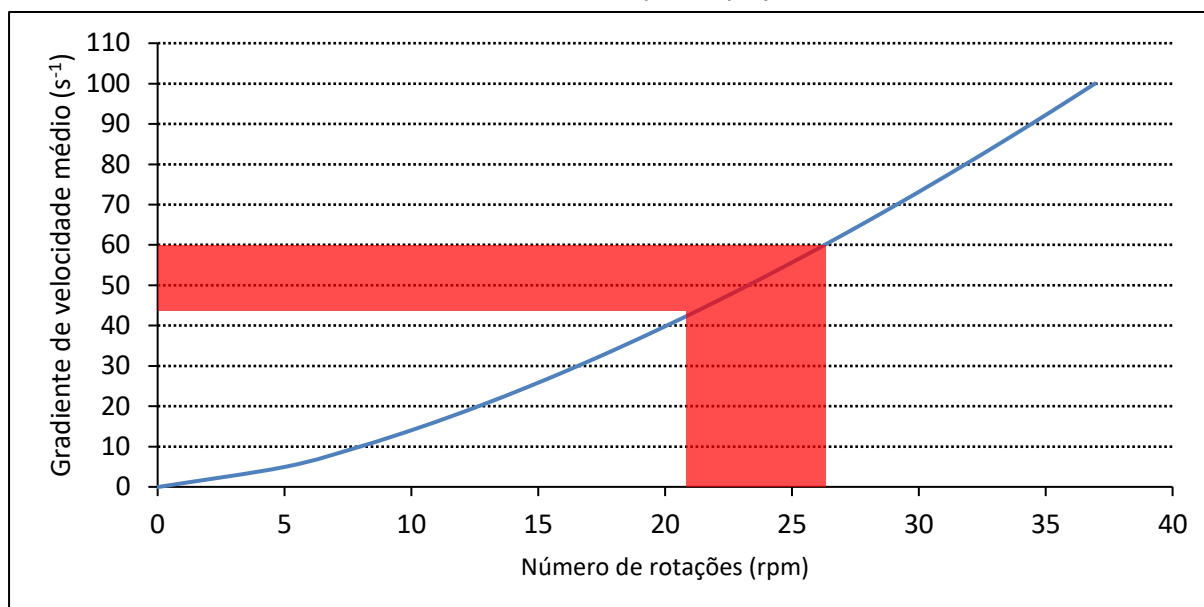
Com isso, foi calculado o intervalo de número de rotações no qual os equipamentos operarão por meio da Equação 3.51, considerando: a potência útil introduzida à água necessária para se obter os gradientes de velocidades previamente determinados, o coeficiente de K_{ax} de 1,4, que está dentro da faixa recomendada por Di Bernardo *et al.* (2017) de 1,3 a 1,8, e a massa específica da água à 26°C de 996,8 kg/m³.

$$\begin{aligned}
 N_{r,min} &= \left(\frac{P_{uax,min}}{K_{ax} \cdot \rho_a \cdot D_{ax}^5} \right)^{\frac{1}{3}} \\
 N_{r,min} &= \left(\frac{21,63}{1,4 \cdot 996,8 \cdot 0,8^5} \right)^{\frac{1}{3}} \\
 N_{r,min} &= 0,362 \text{ rps} = 22 \text{ rpm}
 \end{aligned}
 \tag{Equação 3.51a}$$

$$\begin{aligned}
 N_{r,max} &= \left(\frac{P_{uax,max}}{K_{ax} \cdot \rho_a \cdot D_{ax}^5} \right)^{\frac{1}{3}} \\
 N_{r,max} &= \left(\frac{38,45}{1,4 \cdot 996,8 \cdot 0,8^5} \right)^{\frac{1}{3}} \\
 N_{r,max} &= 0,438 \text{ rps} = 26 \text{ rpm}
 \end{aligned}
 \tag{Equação 3.51b}$$

Ademais, foi possível elaborar um gráfico, ilustrado pela Figura 4.10, do número de rotações necessário para cada gradiente de velocidade proposto. Em vermelho, está destacado o intervalo de gradientes adotado.

Figura 4.10 - Gradiente de velocidade médio para cada número de rotações dos agitadores do tipo turbina, com faixa de valores estabelecidos para o projeto destacada em vermelho



Fonte: Santos (2022)

4.4.3 Floculadores de tipo paleta

Similarmente aos floculadores tipo turbina, foram concebidas duas câmaras dotadas de floculadores tipo paleta. Resgatando a recomendação exposta no item 3.3.3, os floculadores de tipo paleta devem funcionar com gradientes de velocidade iguais ou inferiores a $30 s^{-1}$. Assim, foram adotados gradientes de velocidade de $30 s^{-1}$ e $15 s^{-1}$ para a terceira e quarta câmaras, respectivamente.

Para o dimensionamento dos floculadores de tipo paleta, foi necessário adotar um processo iterativo de adoção de dimensões até que as seguintes condições fossem satisfeitas:

- Velocidade de qualquer paleta: $v_p \leq 0,7 \text{ m/s}$;
- Velocidade de uma paleta situada a uma distância igual a dois terços do diâmetro do rotor, a partir do eixo central: $0,2 \leq v_{p2/3} \leq 0,6 \text{ m/s}$;
- Potência do motor: igual à cerca de duas vezes a potência útil (P_{upe});
- Distância entre paletas: $d_p \geq 0,1 \text{ m}$;
- Profundidade útil da câmara: $h_u \leq 5 \text{ m}$;

- Comprimento das paletas: $b_p \leq 4 \text{ m}$;
- Largura das paletas: $0,1 \leq h_p \leq 0,3 \text{ m}$
- Relação entre o diâmetro do rotor e o lado da câmara com agitador de eixo vertical: $0,8 L_c \leq D_r \leq 0,9 L_c$;
- Distância entre o nível de água e a extremidade superior das paletas: $0,15 \text{ m} \leq S_s$;
- Distância entre o fundo da câmara e a extremidade inferior das paletas: $S_i \leq 0,5 \text{ m}$.

Assim, considerando os valores da Tabela 3.5 para a determinação do coeficiente de arrasto e todas as recomendações previamente enunciadas, foram adotados os valores indicados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Dimensões e características dos flocluladores tipo paleta

Parâmetro	Valor	Unidade
Número de conjunto de braços	1	-
Número de braços	4	-
Número de paletas por braço	2	-
Distância do nível d'água à extremidade superior da paleta (S_s)	0,2	m
Distância do fundo da câmara à extremidade inferior da paleta (S_i)	0,4	m
Largura das paletas (h_p)	0,13	m
Distância entre paletas (d_p)	0,1	m
Diâmetro do rotor (D_r)	1,8	m
Distância entre eixo e borda da 1ª paleta	0,54	m
Comprimento das paletas de agitador	2,40	m
Área de uma paleta (A_p)	0,31	m ²
K_{ap} (paleta mais distante)	0,2	-
K_{ap} (paleta mais próxima)	0,15	-
Gradiente de velocidade máximo	30	s ⁻¹
Gradiente de velocidade mínimo	15	s ⁻¹
Relação b_p/h_p	18,46	-
Coeficiente de arrasto (C_d)	1,41	-

Conforme discutido no item 3.3.3.3, apesar de terem sido adotadas duas paletas por braço, o cálculo da potência dissipada por meio da Equação 3.53 é inicialmente realizado como se o floclulador tivesse 4 paletas por braço. Para tanto, foi considerado o peso específico da água à 26°C igual a 9778,6 N/m³:

$$P_{ub} = 5,85 \cdot 10^{-5} \cdot \gamma \cdot C_d \cdot N_r^3 \cdot A_p \cdot \sum_{i=1}^n \left[(1 - K_{api})^3 \cdot R_{pi}^3 \right]$$

$$P_{ub} = 5,85 \cdot 10^{-5} \cdot 9778,6 \cdot 1,41 \cdot N_r^3 \cdot 0,31$$

$$\cdot \Sigma[(1 - 0,20)^3 \cdot 0,835^3 + (1 - 0,18)^3$$

$$\cdot 0,605^3 + (1 - 0,17)^3 \cdot 0,375^3 + (1 - 0,15)^3 \cdot 0,145^3]$$

$$P_{ub} = 0,11 \cdot N_r^3$$

Equação 3.53

Com base nessa função, foi contabilizada a adaptação de potência proveniente da Tabela 3.6 para a configuração escolhida de duas paletas por braço do agitador com a Equação 3.54 e a Equação 3.55:

$$P_{upemax} = RP_{max} \cdot P_{ub}$$

$$P_{upemax} = 2,9 \cdot 0,11 \cdot N_{rmax}^3$$

$$P_{upemax} = 0,330 \cdot N_{rmax}^3$$

Equação 3.54

$$P_{upemin} = RP_{min} \cdot P_{ub}$$

$$P_{upemin} = 2,3 \cdot 0,11 \cdot N_{rmin}^3$$

$$P_{upemin} = 0,262 \cdot N_{rmin}^3$$

Equação 3.55

Em seguida, foram calculadas as potências máxima e mínima associadas ao gradiente médio de velocidade no qual o floculador operará com a Equação 3.56a e b, respectivamente.

$$P_{max} = \mu \cdot Vol_u \cdot G_{max}^2$$

$$P_{max} = 8,9 \cdot 10^{-4} \cdot 12,00 \cdot 30^2$$

$$P_{max} = 9,61 \text{ W}$$

Equação 3.56a

$$P_{min} = \mu \cdot Vol_u \cdot G_{min}^2$$

$$P_{min} = 8,9 \cdot 10^{-4} \cdot 12,00 \cdot 15^2$$

$$P_{min} = 2,40 \text{ W}$$

Equação 3.56b

Igualando-se essas potências à potência obtida na Equação 3.53 e na Equação 3.54, foram obtidos os números de rotações máximo e mínimo nos quais os floculadores operarão para os gradientes de velocidade pré-estabelecidos.

$$\begin{aligned} P_{max} &= 0,330 \cdot P_{ub} \\ 9,61 &= 0,330 \cdot N_{rmin}^3 \\ N_{rmax} &= 3,32 \approx 4 \text{ rpm} \end{aligned} \quad \text{Equação 3.54}$$

$$\begin{aligned} P_{min} &= 0,262 \cdot N_{rmin}^3 \\ 2,40 &= 0,262 \cdot N_{rmin}^3 \\ N_{rmin} &= 1,94 \approx 2 \text{ rpm} \end{aligned} \quad \text{Equação 3.55}$$

Como verificação final, foi calculada a relação entre a área da seção transversal da câmara de floculação e a área total das paletas (Equação 4.5), que, segundo Bean (1953), deve ser inferior a 25%. Ressalta-se que o número de paletas deve ser duplicado, visto que a área total das paletas a ser considerada neste cálculo deve incluir o segundo braço contido num mesmo corte transversal da câmara.

$$\begin{aligned} \frac{A_{st}}{2 \cdot n_p \cdot A_p} &\leq 0,25 \\ \frac{6,0}{2 \cdot 2 \cdot 0,31} &\leq 0,25 \\ 0,21 &\leq 0,25 \end{aligned} \quad \text{Equação 4.5}$$

Em que:

A_{st} : área da seção transversal de uma câmara de floculação (m²).

n_p : número de paletas por braço;

A_p : área de uma paleta (m²).

4.4.4 Passagens entre câmaras

Para que as passagens entre as câmaras sejam adequadas, o gradiente de velocidade médio que ocorre em seus interiores deve resultar inferior ao gradiente de

velocidade médio da última câmara de floculação percorrida, de forma a evitar o rompimento dos flocos formados.

Além disso, com o intuito de facilitar o processo construtivo do projeto, todas as passagens foram concebidas geometricamente idênticas, sendo todas quadradas com lado igual a 0,7 m.

Conforme apresentado no item 3.3.3.4, foi utilizada a Equação 3.57 para o cálculo gradiente de velocidade médio, com o auxílio da Equação 3.14 para determinar o número de Reynolds e a Equação 3.15 para o cálculo do fator de atrito, considerando rugosidade absoluta de 0,25 mm para material utilizado de concreto armado (Porto, 2006).

$$Rey = \frac{\rho \cdot V \cdot D_h}{\mu} = \frac{V \cdot D_h}{\nu}$$

$$Rey = \frac{\left(\frac{0,09721}{0,70^2}\right) \cdot 4 \cdot \left(\frac{0,70^2}{4 \cdot 0,70}\right)}{1,007 \cdot 10^{-6}}$$

$$Rey = 1,38 \cdot 10^5$$
Equação 3.14

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{Rey} \right)^8 + 9,5 \cdot \left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D_h} \right) + \frac{5,74}{Rey^{0,9}} - \left(\frac{2500}{Rey} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125}$$

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{1,38 \cdot 10^5} \right)^8 + 9,5 \cdot \left[\ln \left(\frac{0,25}{3,7 \cdot 700} \right) + \frac{5,74}{(1,38 \cdot 10^5)^{0,9}} - \left(\frac{2500}{1,38 \cdot 10^5} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125}$$

$$f = 0,01893$$
Equação 3.15

$$G_{mf} = \sqrt{\frac{\gamma}{2 \cdot \mu \cdot g}} \cdot \sqrt{\frac{f}{4 \cdot R_h}} \cdot V^{1,5}$$

$$G_{mf} = \sqrt{\frac{9778,6}{2 \cdot 8,9 \cdot 10^{-4} \cdot 9,81}} \cdot \sqrt{\frac{0,01893}{4 \cdot 0,175}} \cdot 0,2^{1,5}$$

$$G_{mf} = 10,87 \text{ s}^{-1}$$
Equação 3.57

Como a última câmara de floculação possui gradiente de velocidade médio de 15 s^{-1} , as passagens projetadas não prejudicam a formação de flocos.

4.5 Unidade de decantação de alta taxa

4.5.1 Número de decantadores

Como o presente projeto trata-se de uma estação de tratamento de água com vazão afluyente contínua de aproximadamente $8399 \text{ m}^3/\text{d}$, tem-se que, conforme enunciado pela NBR 12216:1992, poderia ser prevista somente uma única unidade de decantação.

Porém, conforme recomendações de Di Bernardo *et al.* (2017), a quantidade mínima de unidades de decantação que deve ser prevista para qualquer projeto com operação contínua é igual a dois, de forma que a estação não tenha que ser completamente paralisada em ocasiões de manutenção e/ou limpeza dos decantadores. Assim, foram concebidos dois decantadores de alta taxa idênticos.

4.5.2 Dimensões em planta

Considerando a implementação de módulos tubulares quadrados com dimensões de $85,5 \times 48 \text{ mm}$, foi determinado, inicialmente, o diâmetro hidráulico dos módulos com a Equação 4.6.

$$D_h = 4 \cdot \frac{A}{P}$$

$$D_h = 4 \cdot \frac{0,0855 \cdot 0,048}{2 \cdot (0,0855 + 0,048)} \quad \text{Equação 4.6}$$

$$D_h = 0,061 \text{ m}$$

Em que:

Dh: diâmetro hidráulico (m);

A: área da seção transversal (m^2);

P: perímetro (m).

Além do diâmetro hidráulico, foi necessário determinar a velocidade de sedimentação com base nos valores sugeridos pela NBR 12216:1992. Como o

município considerado para o projeto é relativamente pequeno, foi adotada a condição crítica de que não existe bom controle operacional da ETA, por conta de ser naturalmente mais difícil de se encontrar mão de obra qualificada para as operações da ETA em populações menores. Assim, a velocidade de sedimentação adotada foi de 1,74 cm/min.

Com o cálculo do comprimento dos módulos determinado no item 0 com valor de 1,53 m, considerando uma inclinação de 60° com a horizontal para os módulos tubulares, foram calculadas as dimensões em planta necessárias para cada decantador:

$$f = \frac{\text{sen}(\theta) \cdot \left(\text{sen}(\theta) + \left(\frac{l}{d} \right) \cdot \cos(\theta) \right)}{S}$$

$$f = \frac{\text{sen}(60^\circ) + \left(\frac{1,53}{0,061} \right) \cdot \cos(60^\circ)}{\left(\frac{11}{8} \right)}$$

$$f = 8,396$$

Equação 4.7

$$A = \frac{Q}{f \cdot V_s}$$

$$A = \frac{0,0486}{8,396 \cdot \left(\frac{1,74}{100 \cdot 60} \right)}$$

$$A = 20,01 \text{ m}^2$$

Equação 4.8

Para efeito de comparação, caso fosse adotada uma velocidade de sedimentação de 2,43 cm/min (condição com bom controle operacional da estação), a área em planta necessária para cada decantador resultaria em apenas 14,29 m², valor 30% menor do que o adotado para projeto.

Com base nessa área calculada, foram concebidos dois decantadores de dimensões 3,00 x 9,00 m, resultando numa área total de 27 m².

4.5.3 *Manifold* de distribuição de água floculada

Foram definidos dois *manifolds* de distribuição de água floculada para cada um dos decantadores, totalizando quatro *manifolds*. Cada um desses *manifolds* foi posicionado ao longo do comprimento das câmaras de decantação de fluxo vertical,

de forma a garantir um dos pré-requisitos estabelecidos por Di Bernardo *et al.* (2017), que é a distribuição uniforme de água floculada sob os dutos. Assim, o comprimento tanto dos *manifolds* quanto dos decantadores são iguais entre si.

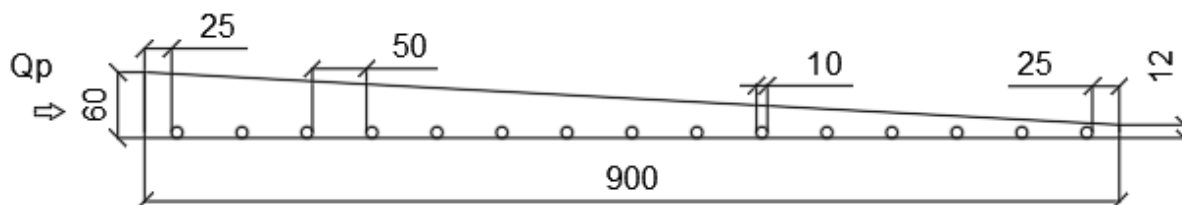
Como a definição da seção transversal variável, do número e diâmetro dos orifícios e espaçamento entre orifícios é feita de forma iterativa, serão expostos os cálculos referidos somente às dimensões finais escolhidas para o projeto e somente para o primeiro orifício do *manifold*, visto que os cálculos dos demais orifícios são equivalentes. Com isso, as características indicadas na Tabela 4.7 foram adotadas para os *manifolds*, sendo que a variação de altura e largura foi concebida uniforme ao longo do comprimento do *manifold*.

Tabela 4.7 - Características do *manifold* de distribuição de água floculada

Parâmetro	Valor	Unidade
Comprimento do canal de distribuição	9,00	m
Largura inicial do canal	0,60	m
Altura inicial do canal	0,60	m
Largura final	0,15	m
Altura final	0,12	m
Diâmetro dos orifícios	0,10	m
Número de orifícios por canal de distribuição	15	-
Distância entre orifícios intermediários (borda a borda)	0,50	m
Distância entre orifício inicial e começo do canal (borda)	0,25	m
Distância entre orifício final e parede (borda)	0,25	m

A Figura 4.11 mostra um corte longitudinal do *manifold* concebido.

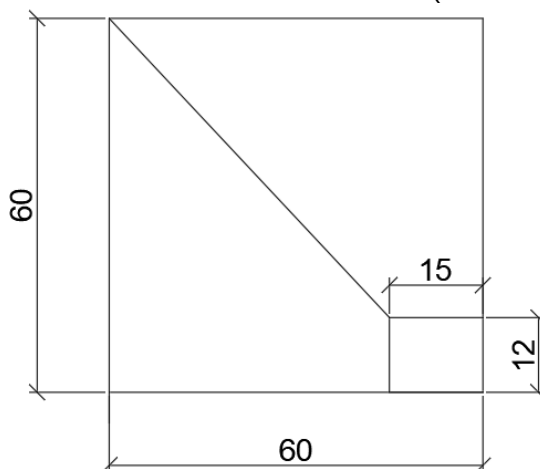
Figura 4.11 - Corte longitudinal do *manifold* com seta indicando direção de fluxo da vazão afluyente (medidas em cm)



Fonte: Santos (2022)

Já a Figura 4.12 ilustra um corte transversal desse canal, em que as cotas de 60 cm indicam as dimensões iniciais do canal, e as cotas de 15 cm e 12 cm indicam, respectivamente, a largura e altura finais do canal, ambas variando linearmente ao longo do comprimento do *manifold*.

Figura 4.12 - Corte transversal do *manifold* (medidas em cm)



Fonte: Santos (2022)

Inicialmente, foi classificado o *manifold* com base na relação matemática entre seu diâmetro hidráulico (Equação 4.6), em sua maior seção transversal, e seu comprimento.

$$D_h = 4 \cdot \frac{A}{P}$$

$$D_h = 4 \cdot \frac{0,60 \cdot 0,60}{2 \cdot (0,60 + 0,60)} \quad \text{Equação 4.6}$$

$$D_h = 0,60 \text{ m}$$

$$\frac{L_p}{D_h} = \frac{9,00}{0,60}$$

$$\frac{L_p}{D_h} = 15$$

Como a relação resultou superior a 3, o canal é classificado como longo. Consequentemente, tem-se que os parâmetros θ_c e ϕ_c assumem os valores de 0,40 e 0,90, respectivamente.

Usando como base o primeiro orifício que compõe o canal, foi calculado o parâmetro α_c .

Para a velocidade no canal principal, considerou-se a vazão íntegra afluyente ao canal, porém com a seção do canal principal já reduzida considerando o eixo das

abscissas da seção longitudinal no centro do primeiro orifício ($x = 30$ cm). Nesse ponto, o canal possui altura de 0,585 m e largura de 0,584 m.

Assim, tem-se o valor da velocidade no canal principal:

$$V_p = \frac{Q_t}{A_p} = \frac{\left(\frac{Q_a}{n_{dec} \cdot n_{manifold}} \right)}{A_p}$$

$$V_p = \frac{\left(\frac{0,09721}{2 \cdot 2} \right)}{0,585 \cdot 0,584}$$

$$V_p = 0,071 \text{ m/s}$$

Equação 4.9

Em que:

V_p : velocidade média de escoamento no canal principal (m/s);

Q_t : vazão total afluyente ao canal principal (m³/s);

A_p : área da seção transversal do canal principal (m²);

Q_a : vazão afluyente total à ETA (m³/s);

n_{dec} : número de decantadores;

$n_{manifold}$: número de *manifolds* por decantador.

Como se trata da primeira iteração de cálculo, para a velocidade no orifício (que também pode ser chamado de canal lateral), foi considerada uma vazão igualmente dividida entre todos os orifícios. Assim, a velocidade em cada orifício resultou em 0,206 m/s.

Com isso, foram calculados os parâmetros α_c (Equação 3.61) e β_c (Equação 3.62).

$$\alpha_c = \theta_c + \varphi_c \cdot \left(\frac{V_p}{V_l} \right)^2$$

$$\alpha_c = 0,40 + 0,90 \cdot \left(\frac{0,071}{0,206} \right)^2$$

$$\alpha_c = 0,507$$

Equação 3.61

$$\beta_c = \alpha_c + 1$$

$$\beta_c = 0,507 + 1$$

Equação 3.62

$$\beta_c = 1,507$$

A partir desse procedimento de cálculo, ele foi aplicado para todos os 15 orifícios, de forma a se obter os valores das velocidades de escoamento que realmente ocorrem através dos orifícios com a Equação 3.63.

$$V_{li} = \frac{Q_t}{A_l \cdot \sqrt{\beta_{ci}}} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{1}{\beta_{ci}}} \right)^{-1}$$

$$V_{l1} = \frac{0,024}{\pi \cdot \frac{0,10^2}{4} \cdot \sqrt{1,507}} \cdot 0,084$$

$$V_{l1} = 0,211 \text{ m/s}$$

Equação 3.63

Na Tabela 4.8, estão apresentados os resultados dessa primeira iteração de cálculos para os 15 orifícios, obtidos a partir de uma planilha elaborada no Excel.

Tabela 4.8 - Resultados da primeira iteração de cálculos do *manifold*

Orifício	Q_i	V_i	Q_p	Posição em x	S_p^*	V_p	$(V_p/V_i)^2$	α_c	β_c	$(1/\beta_{ci})^{0,5}$	$\Sigma(1/\beta_{ci})^{0,5}$	$(\Sigma(1/\beta_{ci})^{0,5})^{(-1)}$	Q_t	V_{li}
1	0,002	0,206	0,024	0,300	0,342	0,071	0,119	0,507	1,507	0,815	11,944	0,084	0,024	0,211
2	0,002	0,206	0,023	0,900	0,306	0,074	0,129	0,516	1,516	0,812	11,944	0,084	0,024	0,210
3	0,002	0,206	0,021	1,500	0,273	0,077	0,140	0,526	1,526	0,810	11,944	0,084	0,024	0,210
4	0,002	0,206	0,019	2,100	0,242	0,080	0,152	0,537	1,537	0,807	11,944	0,084	0,024	0,209
5	0,002	0,206	0,018	2,700	0,212	0,084	0,166	0,549	1,549	0,803	11,944	0,084	0,024	0,208
6	0,002	0,206	0,016	3,300	0,184	0,088	0,181	0,563	1,563	0,800	11,944	0,084	0,024	0,207
7	0,002	0,206	0,015	3,900	0,159	0,092	0,198	0,578	1,578	0,796	11,944	0,084	0,024	0,206
8	0,002	0,206	0,013	4,500	0,135	0,096	0,217	0,595	1,595	0,792	11,944	0,084	0,024	0,205
9	0,002	0,206	0,011	5,100	0,113	0,100	0,236	0,612	1,612	0,788	11,944	0,084	0,024	0,204
10	0,002	0,206	0,010	5,700	0,093	0,104	0,255	0,630	1,630	0,783	11,944	0,084	0,024	0,203
11	0,002	0,206	0,008	6,300	0,075	0,108	0,272	0,645	1,645	0,780	11,944	0,084	0,024	0,202
12	0,002	0,206	0,006	6,900	0,059	0,110	0,282	0,654	1,654	0,778	11,944	0,084	0,024	0,201
13	0,002	0,206	0,005	7,500	0,045	0,108	0,274	0,647	1,647	0,779	11,944	0,084	0,024	0,202
14	0,002	0,206	0,003	8,100	0,033	0,099	0,230	0,607	1,607	0,789	11,944	0,084	0,024	0,204
15	0,002	0,206	0,002	8,700	0,022	0,072	0,122	0,510	1,510	0,814	11,944	0,084	0,024	0,211

* S_p : área da seção transversal do canal principal na posição x.

Com base nos resultados da primeira iteração, são repetidos os cálculos n vezes até que ocorra a convergência de uma solução. Porém, em cada iteração subsequente, é feita a compatibilização das vazões nos canais laterais com base na velocidade de escoamento nos canais laterais (V_{li}) obtida na iteração anterior.

Já na Tabela 4.9, estão indicados os resultados provenientes da quinta iteração. Por conta dos valores da quarta e quinta iterações terem sido muito próximos, entende-se que o método convergiu para uma solução. Assim, os resultados da quinta iteração são considerados os finais e que realmente ocorrem na prática.

Tabela 4.9 - Resultados da quinta iteração de cálculos do *manifold*

Orifício	Q_i	V_i	Q_p	Posição em x	S_p^*	V_p	$(V_p/V_i)^2$	α_c	β_c	$(1/\beta_{ci})^{0,5}$	$\Sigma(1/\beta_{ci})^{0,5}$	$(\Sigma(1/\beta_{ci})^{0,5})^{(-1)}$	Q_t	V_{li}
1	0,00166	0,211	0,024	0,300	0,342	0,071	0,113	0,502	1,502	0,816	11,944	0,084	0,024	0,211
2	0,00166	0,211	0,023	1,000	0,306	0,074	0,123	0,511	1,511	0,814	11,944	0,084	0,024	0,211
3	0,00165	0,210	0,021	1,700	0,273	0,077	0,134	0,521	1,521	0,811	11,944	0,084	0,024	0,210
4	0,00164	0,209	0,019	2,400	0,242	0,080	0,146	0,532	1,532	0,808	11,944	0,084	0,024	0,209
5	0,00164	0,208	0,018	3,100	0,212	0,084	0,161	0,545	1,545	0,805	11,944	0,084	0,024	0,208
6	0,00163	0,207	0,016	3,800	0,184	0,087	0,177	0,559	1,559	0,801	11,944	0,084	0,024	0,207
7	0,00162	0,206	0,014	4,500	0,159	0,091	0,195	0,575	1,575	0,797	11,944	0,084	0,024	0,206
8	0,00161	0,205	0,013	5,200	0,135	0,095	0,215	0,594	1,594	0,792	11,944	0,084	0,024	0,205
9	0,00160	0,204	0,011	5,900	0,113	0,099	0,238	0,614	1,614	0,787	11,944	0,084	0,024	0,204
10	0,00159	0,203	0,010	6,600	0,093	0,104	0,262	0,635	1,635	0,782	11,944	0,084	0,024	0,203
11	0,00158	0,201	0,008	7,300	0,075	0,107	0,285	0,656	1,656	0,777	11,944	0,084	0,024	0,201
12	0,00157	0,200	0,007	8,000	0,059	0,110	0,301	0,671	1,671	0,774	11,944	0,084	0,024	0,200
13	0,00158	0,201	0,005	8,700	0,045	0,110	0,298	0,669	1,669	0,774	11,944	0,084	0,024	0,201
14	0,00160	0,203	0,003	9,400	0,033	0,102	0,251	0,626	1,626	0,784	11,944	0,084	0,024	0,203
15	0,00165	0,211	0,002	10,100	0,022	0,075	0,126	0,514	1,514	0,813	11,944	0,084	0,024	0,211

* S_p : área da seção transversal do canal principal na posição x

Após a análise dos resultados, consta-se que as velocidades mínima e máxima de escoamento através de quaisquer orifícios foram de 0,200 m/s e 0,211 m/s, com uma diferença de 5,19% entre os valores. Como o limite da velocidade de escoamento havia sido fixado no item 3.3.4.3 entre 0,20 m/s e 0,40 m/s com diferença máxima de 10%, o *manifold* dimensionado está em conformidade.

Quanto às velocidades de escoamento mínima e máxima no canal principal, foram obtidos os valores de 0,071 m/s e 0,110 m/s, também dentro dos limites previamente estabelecidos de 0,07 m/s a 0,20 m/s.

Finalmente, para garantir que não há ruptura dos flocos formados na etapa anterior de tratamento, foi calculado o gradiente médio de velocidade decorrente do jato de água submerso que ocorre por conta do escoamento através dos orifícios com a Equação 3.64. Como o decantador é abastecido por dois canais de água floculada, tem-se que a distância X_0 é igual à metade da largura do decantador.

$$G_o = \frac{d_o}{S_o} \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot V_o^3}{8 \cdot \nu \cdot C_d^2 \cdot X_0}}$$

$$G_o = \frac{0,10}{\pi \cdot \frac{0,10^2}{4}} \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot 0,206^3}{8 \cdot 1,007 \cdot 10^{-6} \cdot 0,61^2 \cdot 1,50}} \quad \text{Equação 3.64}$$

$$G_o = 13,54 \text{ s}^{-1}$$

Dado que o gradiente médio de velocidade resultante é inferior ao da última câmara de floculação (15 s^{-1}), não há ruptura dos flocos formados por conta do escoamento através dos orifícios do *manifold*.

4.5.4 Alturas parciais

4.5.4.1 Altura parcial H_{p1}

Para a altura parcial H_{p1} , foram previstos poços de lodo no formato de tronco de pirâmide invertido com dimensões de 1,50 m de lado na base maior, 1,10 m na base menor e inclinação das paredes de aproximadamente 76° . Assim, pela Equação 3.65, tem-se:

$$H_{p1} = \tan(\theta) \cdot \left(\frac{A - a}{2} \right)$$

$$H_{p1} = \tan(76^\circ) \cdot \left(\frac{1,50 - 1,10}{2} \right)$$

$$H_{p1} = 0,80 \text{ m}$$

Equação 3.65

4.5.4.2 Altura parcial H_{p2}

Como cada decantador será abastecido por dois *manifolds* de distribuição de água floculada, tem-se que a distância d_{pf} será igual à metade da largura do decantador (1,50 m). Além disso, foi considerada a velocidade de escoamento máxima que ocorre nos orifícios de distribuição de água floculada calculada no item 4.5.3, de 2,11 m/s. Com isso, calculam-se as velocidades de escoamento máxima do jato submerso por meio da Equação 3.68 e no ponto $X = d_{pf}$ com a Equação 3.69.

$$\frac{V_{exmax}}{V_{or}} = \frac{6,2}{\left(\frac{d_{pf}}{d_{or}} \right)}$$

$$\frac{V_{exmax}}{2,11} = \frac{6,2}{\frac{1,50}{0,10}}$$

$$V_{exmax} = 0,087 \text{ m/s}$$

Equação 3.68

$$V_{ex} = 0,01 \cdot V_{exmax}$$

$$V_{ex} = 0,01 \cdot 0,087$$

$$V_{ex} = 0,00087 \text{ m/s}$$

Equação 3.69

Finalmente, calcula-se o raio do jato expandido (Equação 3.66) e a altura parcial H_{p2} (Equação 3.70).

$$\log_{10} \left(\frac{V_{ex} \cdot X}{V_{or} \cdot d_{or}} \right) = 0,79 - 33 \cdot \frac{r^2}{X^2}$$

$$\log_{10} \left(\frac{0,00087 \cdot 1,50}{2,11 \cdot 0,10} \right) = 0,79 - 33 \cdot \frac{r^2}{1,50^2}$$

$$r = 0,37 \text{ m}$$

Equação 3.66

$$H_{p2} = 2 \cdot r$$

$$H_{p2} = 2 \cdot 0,37 \quad \text{Equação 3.70}$$

$$H_{p2} = 0,74 \text{ m}$$

De forma a se avaliar a perda de carga ocorrida nos orifícios, foi utilizada a Equação 4.10. Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), neste caso, o coeficiente C_d assume o valor de 0,61 e a velocidade pode ser considerada igual à velocidade média que ocorre em todos os orifícios, tendo-se:

$$\Delta H = \frac{1}{C_d^2} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$\Delta H = \frac{1}{0,61^2} \cdot \frac{0,211^2}{2 \cdot 9,81} \quad \text{Equação 4.10}$$

$$\Delta H = 0,006 \text{ m}$$

4.5.4.3 Altura parcial H_{p3}

No cálculo da altura parcial H_{p3} , foram adotados módulos tubulares retangulares de medidas de 48 x 85,5 mm, tornando o uso da Tabela 3.7 (retomada abaixo) necessário. Contudo, para a utilização apropriada dela, é fundamental definir as velocidades de sedimentação e escoamento nos módulos tubulares primeiro.

Tabela 3.7 - Comprimento total necessário dos dutos (em metro) em função da velocidade de sedimentação de uma partícula discreta e da velocidade média de escoamento no duto de 48 x 85,5 mm

Vs(cm/min)	Velocidade de escoamento (cm/min)				
	10	15	20	25	30
1,0	1,2149	1,8602	2,5397	3,1945	3,8548
1,5	0,9653	1,2035	1,6680	2,1064	2,5485
2,0	0,5560	0,8740	1,2250	1,5558	1,8813
2,5	0,4163	0,6772	0,9582	1,2240	1,4818
3,0	0,3291	0,5320	0,7678	0,9844	1,1946
3,5	0,2654	0,4391	0,6356	0,8219	0,9962
4,0	0,2176	0,3678	0,5452	0,7034	0,8606

Fonte: adaptado de Di Bernardo *et al.* (2017)

Conforme já discutido no item 4.5.2, foi adotado o valor de 1,74 cm/min para a velocidade de sedimentação. Já a velocidade de escoamento, na ausência de ensaios

de laboratório, pode assumir os valores máximos de 0,35 cm/s para fluxo laminar ou de 0,60 cm/s para fluxo não-laminar. Entretanto, como a Tabela 3.7 dispõe de um valor de velocidade de escoamento máximo de 30 cm/min (0,50 cm/s), foi adotado o valor máximo de 0,35 cm/s (21 cm/min) para a velocidade de escoamento, visto que ele atende simultaneamente ambos os limites, mesmo que o escoamento no interior dos módulos tubulares seja não-laminar.

A partir dessas velocidades, tem-se que os valores de comprimento a serem interpolados linearmente são 1,6680 m, 2,1064 m, 1,2250 m e 1,5558 m.

Primeiramente, foram interpolados os valores referentes à velocidade de escoamento, obtendo-se:

$$y_a = y_1 + (y_2 - y_1) \cdot \left(\frac{x_a - x_1}{x_2 - x_1} \right)$$

Interpolação para
 $V_s = 1,5 \text{ cm/min}$:

$$y_a = 1,6680 + (2,1064 - 1,6680) \cdot \left(\frac{21 - 20}{25 - 20} \right)$$

$$y_a = 1,7557 \text{ m}$$

$$y_a = y_1 + (y_2 - y_1) \cdot \left(\frac{x_a - x_1}{x_2 - x_1} \right)$$

Interpolação para
 $V_s = 2,0 \text{ cm/min}$:

$$y_a = 1,2250 + (1,5558 - 1,2250) \cdot \left(\frac{21 - 20}{25 - 20} \right)$$

$$y_a = 1,2912 \text{ m}$$

Em sequência, foram interpolados os valores obtidos anteriormente em relação à velocidade de sedimentação de tal forma que a velocidade de sedimentação resultante fosse 1,74 cm/min. Ressalta-se que, nessa interpolação, os valores de x e y são trocados entre si, sendo, respectivamente, o comprimento dos módulos e a velocidade de sedimentação:

$$y_a = y_1 + (y_2 - y_1) \cdot \left(\frac{x_a - x_1}{x_2 - x_1} \right)$$

$$1,74 = 2,0 + (1,5 - 2,0) \cdot \left(\frac{x_a - 1,2912}{1,7557 - 1,2912} \right)$$

$$x_a = 1,53 \text{ m}$$

Para mérito de comparação, caso fosse adotada a premissa de que pudesse ser garantido um bom controle operacional da estação, a velocidade de sedimentação teria o valor de 2,43 cm/min. Fazendo-se o mesmo procedimento de cálculo com essa velocidade de sedimentação, o comprimento dos módulos tubulares resultaria em 1,05 m, valor aproximadamente 31,4% menor se comparado ao valor considerado para o projeto.

Porém, esse comprimento de 1,53 m refere-se ao comprimento total dos módulos. Para se obter a altura parcial H_{p3} , multiplica-se o comprimento dos módulos pelo seno do seu ângulo de inclinação, que foi adotado igual a 60° .

$$H_{p3} = L_{mod} \cdot \text{sen}(\theta)$$

$$H_{p3} = 1,53 \cdot \text{sen}(60^\circ)$$

$$H_{p3} = 1,33 \text{ m}$$

4.5.4.4 Altura parcial H_{p4}

Como o espaçamento entre as calhas de coleta de água decantada, definida no item 4.5.6 resultou em 0,64 m, a altura H_{p4} não deve ser inferior 0,32 m. Assim, foi adotada uma altura parcial H_{p4} de 0,35 m.

4.5.5 Altura útil do decantador

Somando-se todas as alturas parciais calculadas, a altura útil do decantador resultou em 3,22 m.

4.5.6 Calhas de coleta de água decantada

Com o intuito de respeitar a vazão máxima nas calhas de 2,5 L/s por metro, foram concebidas três calhas retangulares com 0,30 m de largura por decantador, dispostas ao longo do comprimento da unidade. Assim, cada uma recebe aproximadamente 1,80 L/s por metro.

Com o número de calhas definido, foi feita a disposição igualmente espaçada das calhas nos decantadores de 0,64 m, espessura de 0,03 m para as paredes das calhas e distância entre calhas e paredes do decantador de 0,32 m.

Além disso, cada calha foi dotada de vertedores triangulares com 0,10 m de largura, 0,05 m de altura e espaçamento entre vertedores de 0,05 m. Com base nisso,

cada calha terá 120 vertedores triangulares, sendo 60 vertedores dispostos em cada um dos lados de cada calha. O número de vertedores foi decidido com base nas dimensões estipuladas para os próprios vertedores e dos espaçamentos entre eles, de forma a acomodá-los simetricamente em cada calha.

Por meio da Equação 3.72, foi calculada a perda de carga que ocorre no interior do vertedor triangular pertencente à calha de coleta de água decantada.

$$h = 1,4 \cdot Q^{\frac{2}{5}}$$

$$h = 1,4 \cdot 0,000135^{\frac{2}{5}} \quad \text{Equação 3.72}$$

$$h = 0,032 \text{ m}$$

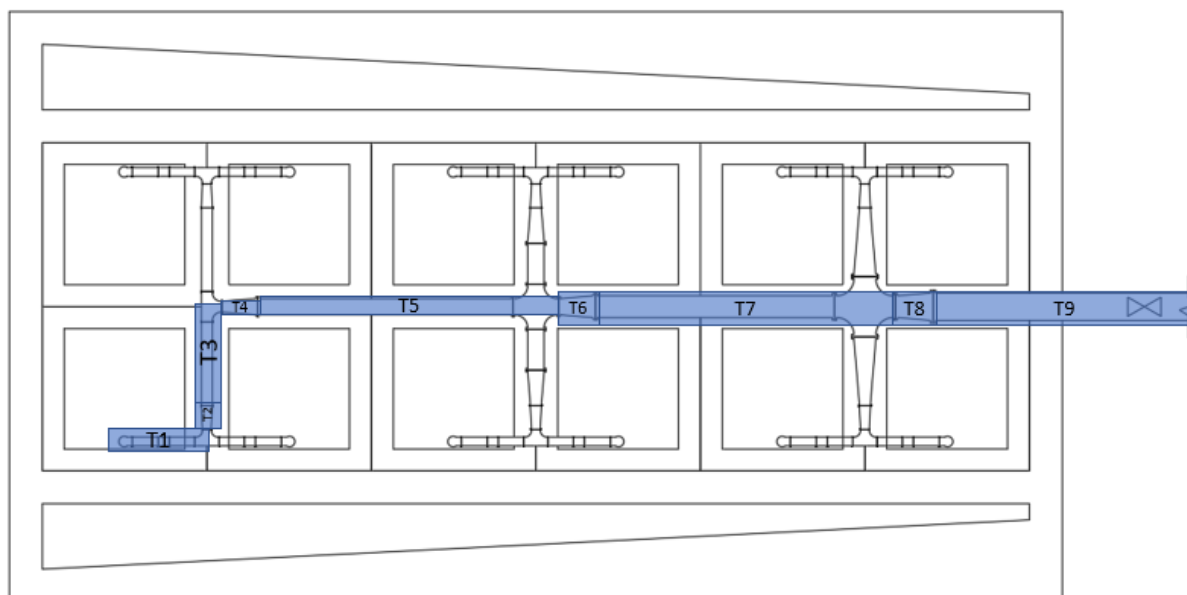
4.5.7 Remoção de lodo

A remoção de lodo acumulado no decantador será realizada por meio de poços de lodo no formato de tronco de pirâmide de bases quadradas invertido, com dimensões de 1,50 m na base maior, 1,10 m na base menor e 0,80 m de altura, conforme definido no item 4.5.4.1.

Para que o lodo acumulado nos poços seja removido sem a necessidade de interromper o funcionamento e esvaziar a unidade de decantação, foram concebidas tubulações de coleta de lodo que interligam todos os poços. A fim de garantir que essas tubulações consigam cumprir a sua função por meio da abertura de uma única válvula e expelir o lodo dos poços unicamente por meio da pressão hidráulica, tem-se que a condição de funcionamento é que a altura de água acima dos poços deve ser igual à perda de carga ocorrida nessas tubulações.

Com base nos desenhos do Anexo 1, tem-se o seguinte encaminhamento parcial considerado para a perda de carga na veiculação do lodo indicado pela Figura 4.13. Ressalta-se que esse encaminhamento é parcial devido à localização adotada de forma aproximada do Tanque de Regularização de Vazão (TRV) pertencente ao sistema de tratamento de resíduos contido no projeto.

Figura 4.13 - Encaminhamento de lodo considerado para o cálculo de perda de carga com trechos T1 a T9 indicados



Fonte: Santos (2022)

Assim, tem-se o encaminhamento definitivo (trechos 1 ao 9), enquanto os trechos 10 e 11 foram estimados de forma a contemplarem a parcela da tubulação que junta os lodos de ambos os decantadores e leva-os ao TRV.

Para o cálculo de perda de carga, foram consideradas tubulações de ferro fundido novo, similarmente à tubulação da adutora, porém com distintos diâmetros.

Tabela 4.10 - Trecho 1 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	80	mm
Quantidade de poços considerados	1	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	0,93
1	Entrada de borda	1
2	Cotovelo de 45°	0,4
1	Tê de saída lateral	1,3

Tabela 4.11 - Trecho 2 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	80	mm
Quantidade de poços considerados	2	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	0
1	Ampliação gradual	0,3

Tabela 4.12 - Trecho 3 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	100	mm
Quantidade de poços considerados	2	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	0,26
1	Tê de saída lateral	1,3

Tabela 4.13 - Trecho 4 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	100	mm
Quantidade de poços considerados	4	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	0
1	Ampliação gradual	0,3

Tabela 4.14 - Trecho 5 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	150	mm
Quantidade de poços considerados	4	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	2,29
1	Tê de passagem direta	0,6

Tabela 4.15 - Trecho 6 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	150	mm
Quantidade de poços considerados	8	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	0
1	Ampliação gradual	0,3

Tabela 4.16 - Trecho 7 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	200	mm
Quantidade de poços considerados	8	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	2,14
1	Tê de passagem direta	0,6

Tabela 4.17 - Trecho 8 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	200	mm
Quantidade de poços considerados	12	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	0
1	Ampliação gradual	0,3

Tabela 4.18 - Trecho 9 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	250	mm
Quantidade de poços considerados	12	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	5,85
1	Cotovelo de 90°	0,9
1	Tê de saída lateral	1,3

Tabela 4.19 - Trecho 10 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	250	mm
Quantidade de poços considerados	24	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	0
1	Ampliação gradual	0,3

Tabela 4.20 - Trecho 11 considerado para a perda de carga do encaminhamento de lodo

Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro nominal	300	mm
Quantidade de poços considerados	24	-
Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento (m)	5
1	Saída de tubulação	1

Com isso, foi definida a equação de perda de carga em função da vazão (Equação 4.11) com base na fórmula universal de perda de carga tal que, caso ela seja igualada a qualquer carga hidráulica para esse dado encaminhamento, é obtida a respectiva vazão que será drenada individualmente de cada poço. Dado que a carga hidráulica disponível se refere à diferença de cota entre o fundo do decantador e o nível de água no interior dos vertedores triangulares (3,20 m), foi calculada a vazão de lodo extraída em cada poço.

$$\Delta H = 39672,325 \cdot Q^2$$

$$3,20 = 39672,325 \cdot Q^2 \quad \text{Equação 4.11}$$

$$Q = 0,009 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por fim, observa-se que, para essa vazão, o tempo de descarga dos poços de lodo é de, aproximadamente, 2,50 min.

4.6 Unidade de filtração

4.6.1 Definição de material filtrante

Conforme discutido no item 3.3.5.1, como trata-se de uma estação de tratamento de água pequena cujo método de lavagem dos filtros considerado foi somente com água, o material filtrante concebido para utilização na estação foi de camada simples de areia com uma camada suporte de pedregulho.

Para o posicionamento da camada suporte, foi concebida uma camada de blocos cerâmicos dotados de bocais de 10 mm de diâmetro, de tal forma que tanto a água filtrada possa ser coletada no fundo dos filtros quanto a água de lavagem dos filtros possa penetrar e fluidificar o meio filtrante, sem que haja possibilidade dos grãos da camada inferior da camada suporte atravessarem os blocos.

Ressalta-se que a taxa máxima de filtração para esse material filtrante, conforme enunciado pela NBR 12216:1992, é de 180 m³/m².d.

4.6.2 Controle de taxa de filtração

Dado que a vazão afluyente à estação é de 97,21 L/s, não é necessária a implementação de filtros com taxa declinante variável. Sendo assim, o método de controle da taxa de filtração concebido foi com carga hidráulica disponível (CHD) e da resistência total do filtro (RTF) variáveis, porém com taxa constante.

4.6.3 Dimensões e número de câmaras de filtração

Seguindo a recomendação de número máximo de três filtros para o método de controle de taxa de filtração idealizado e utilizando a Equação 3.76, foi determinada a área mínima em planta a ser ocupada por cada filtro.

$$A_f = \frac{Q}{T_{fmax} \cdot n_f}$$

$$A_f = \frac{0,09721 \cdot 86400}{180 \cdot 3}$$

$$A_f = 15,55 \text{ m}^2$$

Equação 3.76

Com base nessa área mínima, foram projetados três filtros com dimensões de 6,00 m de comprimento e 3,00 m de largura, totalizando uma área em planta de 18,00 m², superior à área mínima exigida por norma.

4.6.4 Características do material filtrante

Com base nas exigências e recomendações, respectivamente, da NBR 12216:1992 e de Di Bernardo *et al.* (2017), exibidas nos itens 3.3.5.4.1 e 3.3.5.4.2, foi criada uma curva granulométrica para ser utilizada como base para o projeto.

Porém, ressalta-se que, em um projeto real, deve-se entrar em contato com fornecedores de materiais filtrantes e especificar os tamanhos mínimo e máximo dos grãos, diâmetro efetivo e coeficientes de desuniformidade e de esfericidade que atendam às necessidades do projeto. Além disso, destaca-se que essas necessidades de projeto devem ser preferencialmente definidas por meio de ensaios laboratoriais.

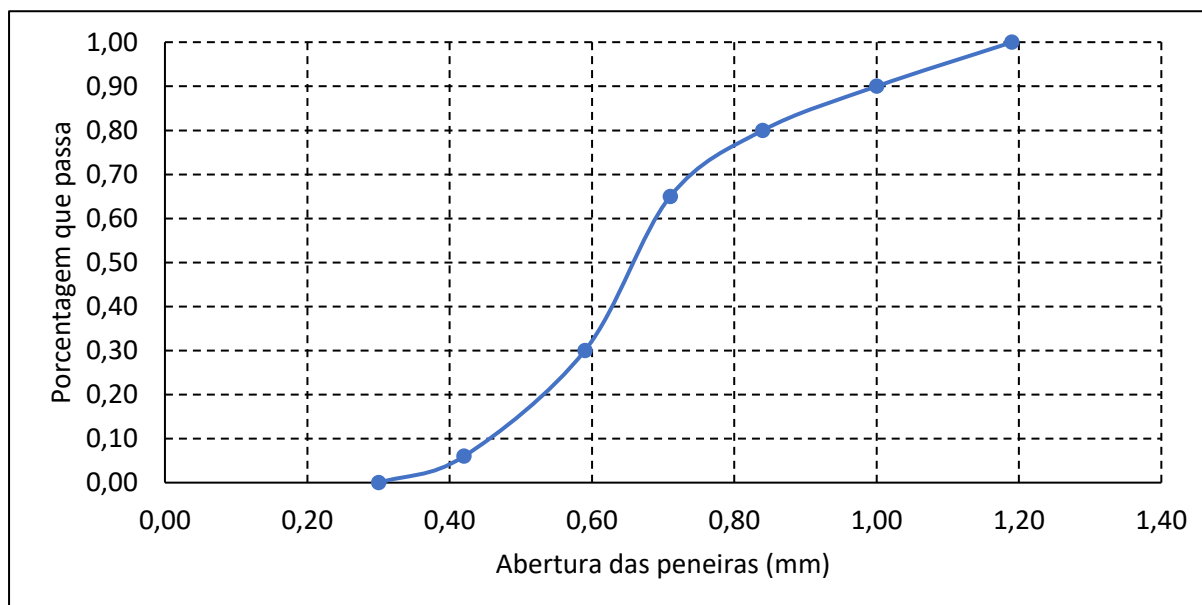
Assim, para o projeto, foi adotado o material filtrante caracterizado pelos dados indicados na Tabela 4.21.

Tabela 4.21 - Características do material filtrante idealizado

Diâmetro da peneira da série granulométrica (mm)	Porcentagem de massa que passa na peneira pertencente à série granulométrica	Porcentagem acumulada
0,30	0,00	0,00
0,42	0,06	0,06
0,59	0,24	0,30
0,71	0,35	0,65
0,84	0,15	0,80
1,00	0,10	0,90
1,19	0,10	1,00

Com base nesses dados, foi construída a curva granulométrica do material filtrante especificado, conforme ilustrado na Figura 4.14.

Figura 4.14 - Curva granulométrica considerada para o projeto



Com base na curva, foram definidos o diâmetro efetivo (D_{10}) e o parâmetro D_{60} para o cálculo do coeficiente de desuniformidade (CD) por meio da Equação 3.77.

$$CD = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$CD = \frac{0,69}{0,45}$$

Equação 3.77

$$CD = 1,55$$

Quanto às demais características do meio filtrante que foram necessárias para os cálculos realizados, foram adotados os seguintes valores com base em valores observados em exemplos de cálculo indicados por Di Bernardo *et al.* (2017):

- Espessura do meio filtrante limpo: 0,70 m;
- Coeficiente de esfericidade: 0,70;
- Massa específica real: 2600 kg/m³;
- Massa específica aparente: 1400 kg/m³.

Além da camada de areia, foi concebida a utilização de uma camada suporte de pedregulhos com a seguinte granulometria dividida em subcamadas conforme apresentado na Tabela 4.22, seguindo a diretriz do arranjo modificado indicado na Figura 3.21 com distribuição de grãos idênticas entre cada camada.

Tabela 4.22 - Divisão de subcamadas da camada suporte

Subcamadas	1 (topo)	2	3	4	5	6	7
Diâmetro na parte superior da subcamada (m)	0,01900	0,01270	0,00640	0,00320	0,00320	0,00640	0,01270
Diâmetro na parte inferior da subcamada (m)	0,01270	0,00640	0,00320	0,00168	0,00640	0,01270	0,01900
Porcentagem de massa	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14

Além disso, a camada suporte apresenta as seguintes características adicionais:

- Espessura: 0,35 m;
- Porosidade: 0,40;
- Coeficiente de esfericidade: 0,75.

Por fim, o fundo do filtro foi dotado de blocos cerâmicos com bocais de diâmetro de 10 mm com o intuito de, simultaneamente, suportar o meio filtrante, impedir a passagem de material filtrante para o fundo do filtro e permitir a passagem tanto de água filtrada quanto de água para lavagem dos filtros.

4.6.5 Lavagem dos filtros

4.6.5.1 Fluidificação e expansão do meio filtrante durante a lavagem

Similarmente aos cálculos de *manifold* exibidos no item 4.5.3, serão exibidos somente os cálculos referentes às verificações da lavagem dos filtros da última subcamada, visto que o procedimento de cálculo para as demais subcamadas é idêntico.

Sendo assim, como foram considerados 7 peneiras da série granulométrica na definição da curva granulométrica, os cálculos devem ser feitos para 6 subcamadas divididas da maneira exposta na Tabela 4.23.

Tabela 4.23 - Divisão considerada para as subcamadas dos filtros

Subcamada	1	2	3	4	5	6	Unidade
Diâmetros das peneiras	0,00030	0,00042	0,00059	0,00071	0,00084	0,00100	m
	0,00042	0,00059	0,00071	0,00084	0,00100	0,00119	m

Seguindo o procedimento de cálculo descrito no item 3.3.5.5.1 para a subcamada 6, foram inicialmente determinados o diâmetro equivalente (Equação 3.78) e o número de Galileu (Equação 3.79).

$$D_{eqmgi} = \sqrt{D_{mgj} \cdot D_{mgj+1}}$$

$$D_{eqmgi} = \sqrt{0,00100 \cdot 0,00119}$$

$$D_{eqmgi} = 0,001091 \text{ m}$$

Equação 4.12

$$Ga = \frac{D_{eqmgi}^3 \cdot g \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu}$$

$$Ga = \frac{0,001091^3 \cdot 9,81 \cdot 996,8 \cdot (2600 - 1400)}{8,90 \cdot 10^{-4}}$$

$$Ga = 25692,43$$

Equação 4.13

Em posse do número de Galileu, foi calculada a velocidade mínima de fluidificação com a Equação 3.80.

$$V_{mf} = \frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eqmg}} \cdot \left(\sqrt{33,7^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right)$$

$$V_{mf} = \frac{8,90 \cdot 10^{-4}}{996,8 \cdot 0,001091} \cdot \left(\sqrt{33,7^2 + 0,0408 \cdot 25692,43} - 33,7 \right) \quad \text{Equação 3.80}$$

$$V_{mf} = 0,011 \text{ m/s} = 0,64 \text{ cm/min}$$

Com base nesse valor de velocidade mínima obtido, foi adotado o valor de 0,65 cm/min para a velocidade ascensional (V_a) para a lavagem dos filtros.

A partir da velocidade ascensional adotada, foi utilizada a equação de Dharmarajad e Cleasby (Equação 3.83) para se obter a porosidade do meio granular expandido. Ressalta-se que, dada a complexidade da equação, foi necessário utilizar métodos computacionais para se obter uma solução para o equacionamento proposto.

$$\log \left[\frac{\varepsilon_{exi}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g \cdot C_e^3 \cdot D_{eqmgi}^3}{6^3 \cdot (1 - \varepsilon_{exi})^2 \cdot \mu^2} \right]$$

$$- \left\{ 0,5654 + 1,0935 \cdot \log \left[\frac{\rho_a \cdot V_a \cdot C_e \cdot D_{eqmgi}}{6 \cdot (1 - \varepsilon_{exi}) \cdot \mu} \right] \right.$$

$$+ 0,1798 \cdot \left[\log \left(\frac{\rho_a \cdot V_a \cdot C_e \cdot D_{eqmgi}}{6 \cdot (1 - \varepsilon_{exi}) \cdot \mu} \right) \right]^2 - 1,5 \quad \text{Equação 3.83}$$

$$\cdot [\log(C_e)]^2 - 0,00392$$

$$\cdot \left[\log \left(\frac{\rho_a \cdot V_a \cdot C_e \cdot D_{eqmgi}}{6 \cdot (1 - \varepsilon_{exi}) \cdot \mu} \right) \right]^4 \left. \right\} = 0$$

$$\varepsilon_{exi} = 0,4403$$

Conforme explicado, esses cálculos devem ser realizados para todas as 6 subcamadas previamente definidas. Na Tabela 4.24, podem ser observados os resultados obtidos para cada subcamada.

Tabela 4.24 - Resultados do procedimento de cálculo para cada subcamada

Parâmetro	Valor						Unidade
Subcamadas	1	2	3	4	5	6	
Diâmetros das peneiras (D_{mgi})	0,00030	0,00042	0,00059	0,00071	0,00084	0,00100	m
	0,00042	0,00059	0,00071	0,00084	0,00100	0,00119	m
Diâmetro equivalente (D_{eqi})	0,000355	0,000498	0,000647	0,000772	0,000917	0,001091	m
D_{eqi}^2	1,26E-07	2,478E-07	4,189E-07	5,964E-07	8,4E-07	1,2E-06	m ²
Porcentagem em massa que passa (X_i)	0,06	0,24	0,35	0,15	0,10	0,10	-
X_i/D_{eqi}	169,03	482,13	540,77	194,23	109,11	91,67	-
X_i/D_{eqi}^2	476190,5	968523,0	835521,6	251509,1	119047,6	84033,6	-
Número de Galileu (Ga)	885,20	2441,39	5366,00	9115,72	15237,15	25692,43	-
Velocidade mínima de fluidificação (V_{mf})	0,001	0,003	0,004	0,006	0,008	0,011	m/s
	0,080	0,156	0,257	0,356	0,481	0,640	m/min
Porosidade expandida (ε_{exi})	0,7178	0,6298	0,5625	0,5191	0,4789	0,4403	-
$X_i/(1-\varepsilon_{exi})$	0,2126	0,6482	0,8000	0,3119	0,1919	0,1787	-

A partir disso, foi determinada a porosidade do meio granular com a Equação 3.84.

$$\varepsilon_{ex} = 1 - \frac{1}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{1 - \varepsilon_{exi}} \right)}$$

Equação 3.84

$$\varepsilon_{ex} = 1 - \frac{1}{2,3433}$$

$$\varepsilon_{ex} = 0,573$$

Por fim, de forma a se avaliar se a velocidade ascensional adotada é adequada para o meio filtrante considerado, foram calculadas a porosidade da camada limpa do meio filtrante ε_0 (Equação 3.85), espessura de cada camada expandida L_{ex} (Equação 3.86) e a expansão E da camada (Equação 3.87).

$$\varepsilon_0 = \frac{\rho_s - \rho_{sap}}{\rho_s}$$

Equação 4.14

$$\varepsilon_0 = \frac{2600 - 1400}{2600}$$

$$\varepsilon_0 = 0,46$$

$$L_{ex} = \frac{L_0 \cdot (1 - \varepsilon_0)}{1 - \varepsilon_{ex}}$$

$$L_{ex} = \frac{0,70 \cdot (1 - 0,46)}{1 - 0,573}$$

$$L_{ex} = 0,88 \text{ m}$$

Equação 4.15

$$E = \frac{L_{ex} - L_0}{L_0}$$

$$E = \frac{0,88 - 0,70}{0,88}$$

$$E = 26,18\%$$

Equação 4.16

Como a expansão do meio filtrante resultou entre os valores permitidos pela NBR 12216:1992 de 20% a 30%, o dimensionamento dos filtros no quesito de processo de lavagem está adequado.

4.6.5.2 Dimensionamento das calhas de coleta de água de lavagem e da altura dos filtros

De forma a se atender todas as exigências da NBR 12216:1992, foram concebidas duas calhas de coleta de água de lavagem por filtro com largura de 0,40 m e altura de 0,43 m, dotadas de vertedores triangulares com dimensões de 0,10 m de largura, 0,05 m de altura e espaçamento entre vertedores de 0,05 m. Com base nessas dimensões e espaçamentos, cada calha possui 80 vertedores triangulares, sendo que 40 vertedores estão dispostos de cada lado da calha. Além disso, o espaçamento entre calhas considerado foi de 1,04 m e distância entre calhas e paredes dos filtros de 0,52 m. Similarmente às calhas dos decantadores, o número de vertedores foi decidido com base nas dimensões estipuladas para os próprios vertedores e dos espaçamentos entre eles, de forma a acomodá-los simetricamente em cada calha.

Ademais, de forma a contemplar a exigência da NBR 12216:1992 da calha possuir inclinação tanto longitudinal quanto transversalmente, ela terá seção transversal semicircular e uma inclinação de 0,83% na longitudinal por meio da

implementação de um enchimento no interior da calha, com o intuito de se evitar a deposição de sólidos no interior das calhas.

A altura total da calha foi escolhida com base na inclinação exigida pela NBR 12216:1992 e foi admitida uma folga de 0,05 m entre o fundo dos vertedores triangulares e a altura da lâmina de água prevista no interior da calha de coleta, de forma a não se comprometer a coleta equitativa de vazão entre todos os vertedores e, conseqüentemente, evitar a formação de caminhos preferenciais de água.

Quando à altura da lâmina de água no interior da calha, ela foi calculada da seguinte forma: inicialmente, foi calculada a altura da lâmina considerando como se a calha fosse puramente retangular, por meio da Equação 3.71 adaptada para a situação analisada.

$$\frac{Q_{ALF}}{n_{calha}} = 1,838 \cdot L \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$$\frac{0,195}{2} = 1,838 \cdot 0,40 \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad \text{Equação 3.71}$$

$$h = 0,26 \text{ m}$$

Em seguida, foi feita a adaptação da seção transversal da calha de forma a comportar a nova geometria do fundo da calha de coleta. Para tanto, foi calculada a área transversal da calha retangular com base na altura da lâmina de água determinada, obtendo-se o valor de 0,10 m². Paralelamente, foi calculada a área da seção transversal da nova parcela semicircular da calha, que possui diâmetro igual à largura da calha retangular de 0,40 m, resultando em 0,06 m².

Por fim, foi calculada a diferença de área resultante entre a calha puramente retangular e a seção semicircular, obtendo-se 0,04 m². Pode-se entender que a "perda" de área decorrente da alteração da seção transversal acaba se convertendo em uma lâmina adicional acima da seção semicircular, com base igual à largura da calha. Dividindo-se essa área pela base, tem-se uma altura de água adicional de 0,10 m acima da seção semicircular, resultando numa lâmina com altura total de 0,30 m.

4.6.5.3 Dimensionamento do sistema de veiculação de água para lavagem dos filtros

Para que a lavagem dos filtros seja realizada adequadamente, é necessário o cálculo de perda de carga ocorrida no encaminhamento de água de lavagem de filtro. Esse encaminhamento é considerado desde a saída de um reservatório de água para lavagem até o topo das calhas de coleta de ALF, baseando-se na vazão de água de lavagem de filtro necessária determinada pela Equação 3.81.

$$Q_{ALF} = V_{mf} \cdot A_f$$

$$Q_{ALF} = 0,0108 \cdot 18$$

$$Q_{ALF} = 0,195 \text{ m}^3/\text{s}$$

Equação 3.81

Assim, devem ser consideradas tanto as perdas de carga ocorridas na tubulação de veiculação de ALF quanto no meio filtrante fluidificado.

Quanto à parcela de perda de carga referente às tubulações, foram considerados o comprimento de tubulação, as singularidades e seus respectivos coeficientes de perda de carga indicados na Tabela 4.25 para a tubulação de diâmetro nominal de 500 mm, na Tabela 4.26 para DN 450 e na Tabela 4.27 para DN 350 mm.

Tabela 4.25 - Comprimento linear de tubulação e singularidades para a tubulação de DN 500 mm

Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento	10,43
1	Entrada normal em tubulação	0,5
3	Cotovelo de 90°	0,9
1	Tê de saída lateral	1,3
1	Registro gaveta aberto	0,15

Tabela 4.26 - Comprimento linear de tubulação e singularidades para a tubulação de DN 450 mm

Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento	15,63
1	Válvula de retenção	2,5
2	Registro gaveta aberto	0,15
3	Cotovelo de 90°	0,9
1	Tê de saída lateral	1,3
2	Tê de passagem direta	0,6

Tabela 4.27 - Comprimento linear de tubulação e singularidades para a tubulação de DN 350 mm

Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento	0,80
1	Redução gradual	0,15
1	Tê de saída lateral	1,3
2	Cotovelo de 90°	0,9
1	Saída de tubulação	1

Realizando-se os mesmos cálculos de perda de carga por meio da equação de Darcy-Weisbach (Equação 3.16), obteve-se uma perda de carga de 1,60 m.

Já as perdas de carga ocorrida no meio filtrante devem ser consideradas separadamente na camada simples de areia, que durante a lavagem se comporta como um material granular fluidificado, e na camada suporte de seixos rolados, que se comportam como um material filtrante estratificado limpo.

Para o cálculo de perda de carga na camada de areia, foi utilizada a Equação 3.88, sendo que os parâmetros para a determinação dessa perda foram obtidos no item 4.6.5.1.

$$\Delta H_{mgf} = \frac{L_{ex} \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot (1 - \varepsilon_{ex})}{\rho_a}$$

$$\Delta H_{mgf} = \frac{0,88 \cdot (2600 - 996,8) \cdot (1 - 0,573)}{996,8} \quad \text{Equação 3.88}$$

$$\Delta H_{mgf} = 0,61 \text{ m}$$

Na camada suporte, como se trata de pedregulhos que não retêm impurezas, o meio é considerado estratificado limpo. Com isso, foi utilizada a Equação 3.89.

$$\Delta H_{me} = \Delta L \cdot \left(150 \cdot \frac{\mu_a}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1 - \varepsilon)^2 \cdot V_a}{\varepsilon^3 \cdot C_e^2} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{D_{eqi}^2} \right) \right.$$

$$\left. + 1,75 \cdot \frac{(1 - \varepsilon) \cdot V_a^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{D_{eqi}} \right) \right) \quad \text{Equação 3.89}$$

$$\Delta H_{me} = 0,35 \cdot \left(150 \cdot \frac{8,9 \cdot 10^{-4}}{996,8 \cdot 9,81} \cdot \frac{(1 - 0,4)^2 \cdot 0,011}{0,4^3 \cdot 0,75^2} \right. \\ \left. \cdot 45223,27 + 1,75 \cdot \frac{(1 - 0,4) \cdot 0,011^2}{9,81 \cdot 0,75 \cdot 0,4^3} \right. \\ \left. \cdot 174,83 \right) \\ \Delta H_{me} = 0,04 \text{ m}$$

Ademais, foi contabilizada a perda de carga ocorrida nos vertedores triangulares pertencentes às calhas de coleta de ALF com a adaptação da Equação 3.72, em que n_v é o número total de vertedores triangulares por filtro, e n_f é o número de filtros na estação.

$$h = 1,4 \cdot \left(\frac{Q_{ALF}}{n_v \cdot n_f} \right)^{\frac{2}{5}} \\ h = 1,4 \cdot \left(\frac{0,195}{160 \cdot 3} \right)^{\frac{2}{5}} \quad \text{Equação 3.72} \\ h = 0,04 \text{ m}$$

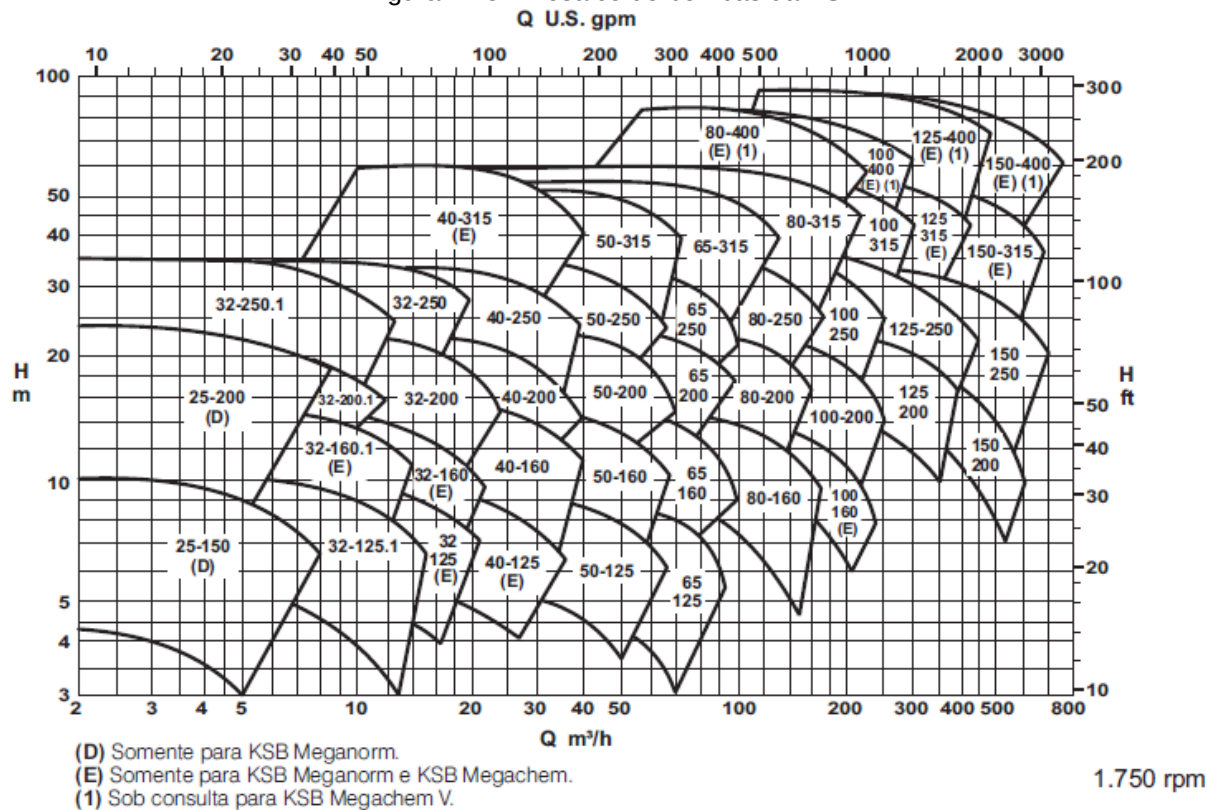
Somando-se todas as perdas de carga calculadas, foi obtido um valor total de 2,51 m. Ressalta-se que as perdas de carga ocorridas na tubulação de encaminhamento de ALF até o TRV não foram calculadas, pois de certa forma isso englobaria um parcial dimensionamento da ETR, que não é o objetivo principal deste trabalho.

Com isso, foi possível conceber um reservatório enterrado com uma diferença entre a cota do fundo do poço de sucção do reservatório e a lâmina de água dos vertedores da calha de coleta de água de lavagem dos filtros de 7,40 m. Considerando a perda de carga calculada, tem-se uma altura manométrica de 9,91 m. Assim, foi prevista a utilização de duas bombas centrífugas (sendo uma reserva) para a veiculação da água para lavagem dos filtros.

Porém, mesmo após a avaliação da intersecção da curva do sistema com o mosaico da KSB ilustrado na Figura 4.15, não foi possível obter um modelo de bomba que fosse viável para essa aplicação, considerando tanto a possibilidade da utilização de uma única bomba em funcionamento quanto duas em paralelo. Assim, para se

determinar uma bomba adequada para esse fim, seria necessário entrar em contato com fornecedores de bombas hidráulicas, o que foge do escopo do presente trabalho.

Figura 4.15 - Mosaico de bombas da KSB



Fonte: KSB (2022)

Ainda sobre o reservatório, tem-se que o volume de água a ser utilizado por lavagem de filtro foi obtido por meio da Equação 4.17.

$$\begin{aligned}
 Vol_{ALF} &= Q_{ALF} \cdot t_L \\
 Vol_{ALF} &= 0,195 \cdot (10 \cdot 60) \\
 Vol_{ALF} &= 117,00 \text{ m}^3
 \end{aligned}
 \tag{Equação 4.17}$$

Em que:

Vol_{ALF} : volume necessário para a lavagem de um filtro (m^3);

Q_{ALF} : vazão de água para lavagem dos filtros (m^3/s);

t_L : tempo de de um filtro lavagem (s).

De forma a se atender a demanda de volume para lavagem, foi idealizado um reservatório composto de geometria prismática com dimensões em planta de 6,40 x

6,40 m², altura de 3,00 m e fundos inclinados de 1,00% de forma a se promover o escoamento da água por gravidade até o poço de sucção.

Dado que o reservatório foi dotado de um poço de sucção de dimensões em planta de 1,50 x 1,50 m² com 1,30 de altura, tem-se que o volume efetivo do reservatório resultou em aproximadamente 122,88 m³, superior ao volume necessário para a lavagem de um filtro.

Por fim, para o reabastecimento do reservatório, foi idealizada uma derivação na tubulação de água filtrada, possibilitando a veiculação por gravidade de água filtrada.

4.6.6 Perda de carga em meio filtrante limpo e no encaminhamento de água filtrada à câmara de desinfecção final

De forma a se garantir que a estação inteira opere por meio da gravidade, é necessário calcular todas as perdas de carga ocorridas nos filtros, inclusive no meio filtrante limpo e no encaminhamento de água filtrada até a câmara de desinfecção final.

Inicialmente, foi considerada a perda de carga na comporta de entrada dos filtros por meio da Equação 4.18, cujas dimensões transversais são 0,5 m x 0,5 m.

$$\Delta H = \frac{1}{C_d} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$\Delta H = \frac{1}{0,61} \cdot \frac{\left(\frac{0,09721}{0,5 \cdot 0,5}\right)^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$\Delta H = 0,02 \text{ m}$$

Equação 4.18

Em seguida, foi utilizada a Equação 3.89 para a determinação da perda ocorrida na camada de areia.

$$\Delta H_{me} = \Delta L \cdot \left(150 \cdot \frac{\mu_a}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1 - \varepsilon)^2 \cdot V_a}{\varepsilon^3 \cdot C_e^2} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{D_{eqi}^2} \right) \right.$$

$$\left. + 1,75 \cdot \frac{(1 - \varepsilon) \cdot V_a^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{D_{eqi}} \right) \right)$$

Equação 3.89

$$\Delta H_{me} = 0,70 \cdot \left(150 \cdot \frac{8,9 \cdot 10^{-4}}{996,8 \cdot 9,81} \cdot \frac{(1 - 0,46)^2}{0,46^3} \right. \\ \cdot \frac{0,011}{0,70^2} \cdot 2734825,37 + 1,75 \\ \cdot \frac{(1 - 0,46) \cdot 0,011^2}{9,81 \cdot 0,70 \cdot 0,46^3} \cdot 1586,94 \left. \right) \\ \Delta H_{me} = 0,29 \text{ m}$$

No caso da camada suporte de pedregulho, também foi utilizada a Equação 3.89.

$$\Delta H_{me} = \Delta L \cdot \left(150 \cdot \frac{\mu_a}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1 - \varepsilon)^2 \cdot V_a}{\varepsilon^3 \cdot C_e^2} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{D_{eqi}^2} \right) \right. \\ \left. + 1,75 \cdot \frac{(1 - \varepsilon) \cdot V_a^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{D_{eqi}} \right) \right) \\ \Delta H_{me} = 0,35 \cdot \left(150 \cdot \frac{8,9 \cdot 10^{-4}}{996,8 \cdot 9,81} \cdot \frac{(1 - 0,40)^2 \cdot 0,011}{0,40^3 \cdot 0,75^2} \right. \\ \cdot 45223,27 + 1,75 \cdot \frac{(1 - 0,40) \cdot 0,011^2}{9,81 \cdot 0,75 \cdot 0,40^3} \\ \cdot 174,83 \left. \right) \\ \Delta H_{me} = 0,04 \text{ m}$$

Equação 3.89

Por fim, para as tubulações de encaminhamento de água filtrada à câmara de desinfecção final, foram consideradas as extensões lineares e as singularidades nas tubulações mostradas na Tabela 4.28 para as tubulações individuais de cada filtro, e na Tabela 4.29 para a tubulação em que há junção das vazões efluentes de todos os filtros.

Tabela 4.28 - Comprimento linear de tubulação e singularidades para tubulações individuais de cada filtro

Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento	4,36
1	Entrada normal em tubulação	0,5
1	Tê de passagem direta	0,6
1	Registro gaveta aberto	0,15
3	Cotovelo de 90°	0,9
1	Tê de saída lateral	1,3

Tabela 4.29 - Comprimento linear de tubulação e singularidades para tubulações individuais de cada filtro

Quantidade	Item	K/comprimento
-	Comprimento	11,94
1	Tê de saída lateral	1,3
1	Registro gaveta aberto	0,15
2	Cotovelo de 90°	0,9
1	Saída de tubulação	1

Com a equação de Darcy-Weisbach (Equação 3.16), foi obtida uma perda de carga de 0,25 m.

Por fim, somando-se todas as perdas de carga obtidas, obteve-se o valor de 0,55 m.

Ressalta-se que, de forma a atender a exigência da Portaria GM/MS Nº 888/2021 (Ministério da Saúde, 2021), cada filtro foi dotado de um ponto de amostragem para coleta de amostras de água filtrada individuais para análises de turbidez e avaliação de eliminação de riscos microbiológicos.

4.7 Unidade de desinfecção final

Para o dimensionamento da unidade de desinfecção final, foi considerada a utilização de cloro gás e a tabela proveniente da Portaria GM/MS Nº 888/2021 (Ministério da Saúde, 2021) de tempos de contato necessários para certas concentrações de cloro residual livre, temperaturas e valores de pH da água filtrada, indicada na Tabela 4.30.

Ressalta-se que a legislação brasileira exige concentração mínima de cloro residual livre na água tratada de 0,2 mg/L na saída da estação de tratamento de água,

de forma a evitar possíveis recontaminações nas tubulações de rede de distribuição de água ao longo de um município.

Tabela 4.30 - Tempo de contato mínimo (minutos) a ser observado para a desinfecção em sistemas e soluções alternativas coletivas de abastecimento de água com captação em mananciais subterrâneos, de acordo com concentração de cloro residual livre, com a temperatura e o pH da água (continua)

Concentração de cloro residual livre (mg/L)	Temperatura (5°C)							Temperatura (10°C)							Temperatura (15°C)						
	Valores de pH							Valores de pH							Valores de pH						
	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9
0,1	124	154	188	226	269	317	369	88	109	133	160	190	224	261	62	77	94	113	134	158	185
0,2	69	85	104	125	149	176	205	49	60	74	89	106	124	145	34	43	52	63	75	88	102
0,3	49	60	74	89	106	124	145	34	43	52	63	75	88	103	24	30	37	44	53	62	73
0,4	38	47	58	70	83	97	114	27	33	41	49	59	69	80	19	24	29	35	41	49	57
0,5	32	39	48	58	68	81	94	22	28	34	41	48	57	66	16	20	24	29	34	40	47
0,6	27	34	41	49	59	69	81	19	24	29	35	41	49	57	14	17	20	25	29	35	40
0,7	24	29	36	43	51	61	71	17	21	25	31	36	43	50	12	15	18	22	26	30	35
0,8	21	26	32	39	46	54	63	15	19	23	27	32	38	45	11	13	16	19	23	27	32
0,9	19	24	29	35	42	49	57	14	17	21	25	29	35	40	10	12	15	17	21	24	29
1	18	22	27	32	38	45	52	12	15	19	23	27	32	37	9	11	13	16	19	22	26
1,1	16	20	24	29	35	41	48	11	14	17	21	25	29	34	8	10	12	15	18	21	24
1,2	15	19	23	27	33	38	45	11	13	16	19	23	27	32	8	9	11	14	16	19	22
1,3	14	17	21	26	30	36	42	10	12	15	18	21	25	30	7	9	11	13	15	18	21
1,4	13	16	20	24	29	34	39	9	12	14	17	20	24	28	7	8	10	12	14	17	20
1,5	12	15	19	23	27	32	37	9	11	13	16	19	22	26	6	8	9	11	13	16	18
1,6	12	15	18	21	25	30	35	8	10	13	15	18	21	25	6	7	9	11	13	15	17
1,7	11	14	17	20	24	28	33	8	10	12	14	17	20	23	6	7	8	10	12	14	17
1,8	11	13	16	19	23	27	32	8	9	11	14	16	19	22	5	7	8	10	12	14	16
1,9	10	13	15	19	22	26	30	7	9	11	13	16	18	21	5	6	8	9	11	13	15
2	10	12	15	18	21	25	29	7	9	10	13	15	18	20	5	6	7	9	11	12	14
2,1	9	12	14	17	20	24	28	7	8	10	12	14	17	20	5	6	7	8	10	12	14
2,2	9	11	14	16	19	23	27	6	8	10	12	14	16	19	4	6	7	8	10	11	13
2,3	9	11	13	16	19	22	26	6	8	9	11	13	16	18	4	5	7	8	9	11	13
2,4	8	10	13	15	18	21	25	6	7	9	11	13	15	18	4	5	6	8	9	11	12
2,5	8	10	12	15	17	21	24	6	7	9	10	12	15	17	4	5	6	7	9	10	12
2,6	8	10	12	14	17	20	23	5	7	8	10	12	14	16	4	5	6	7	8	10	12
2,7	8	9	11	14	16	19	22	5	7	8	10	12	14	16	4	5	6	7	8	10	11
2,8	7	9	11	13	16	19	22	5	6	8	9	11	13	15	4	5	6	7	8	9	11
2,9	7	9	11	13	15	18	21	5	6	8	9	11	13	15	4	4	5	6	8	9	11
3	7	9	10	13	15	18	21	5	6	7	9	11	12	14	3	4	5	6	7	9	10

Fonte: Brasil (2021)

Tabela 4.30 - Tempo de contato mínimo (minutos) a ser observado para a desinfecção em sistemas e soluções alternativas coletivas de abastecimento de água com captação em mananciais subterrâneos, de acordo com concentração de cloro residual livre, com a temperatura e o pH da água (conclusão)

Concentração de cloro residual livre (mg/L)	Temperatura (20°C)							Temperatura (25°C)							Temperatura (30°C)						
	Valores de pH							Valores de pH							Valores de pH						
	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9
0,1	44	54	66	80	95	112	130	31	38	47	56	67	79	92	22	27	33	40	48	56	65
0,2	24	30	37	44	53	62	72	17	21	26	31	37	44	51	12	15	18	22	26	31	36
0,3	17	21	26	31	37	44	51	12	15	18	22	26	31	36	9	11	13	16	19	22	26
0,4	13	17	20	25	29	34	40	10	12	14	17	21	24	28	7	8	10	12	15	17	20
0,5	11	14	17	20	24	28	33	8	10	12	14	17	20	23	6	7	8	10	12	14	17
0,6	10	12	14	17	21	24	28	7	8	10	12	15	17	20	5	6	7	9	10	12	14
0,7	8	10	13	15	18	21	25	6	7	9	11	13	15	18	4	5	6	8	9	11	12
0,8	7	9	11	14	16	19	22	5	7	8	10	11	14	16	4	5	6	7	8	10	11
0,9	7	8	10	12	15	17	20	5	6	7	9	10	12	14	3	4	5	6	7	9	10
1	6	8	9	11	13	16	18	4	5	7	8	9	11	13	3	4	5	6	7	8	9
1,1	6	7	9	10	12	15	17	4	5	6	7	9	10	12	3	4	4	5	6	7	8
1,2	5	7	8	10	11	14	16	4	5	6	7	8	10	11	3	3	4	5	6	7	8
1,3	5	6	8	9	11	13	15	4	4	5	6	8	9	10	2	3	4	5	5	6	7
1,4	5	6	7	8	10	12	14	3	4	5	6	7	8	10	2	3	4	4	5	6	7
1,5	4	5	7	8	10	11	13	3	4	5	6	7	8	9	2	3	3	4	5	6	7
1,6	4	5	6	8	9	11	12	3	4	4	5	6	7	9	2	3	3	4	5	5	6
1,7	4	5	6	7	9	10	12	3	3	4	5	6	7	8	2	2	3	4	4	5	6
1,8	4	5	6	7	8	10	11	3	3	4	5	6	7	8	2	2	3	3	4	5	6
1,9	4	4	5	7	8	9	11	3	3	4	5	6	6	8	2	2	3	3	4	5	5
2	3	4	5	6	7	9	10	2	3	4	4	5	6	7	2	2	3	3	4	4	5
2,1	3	4	5	6	7	8	10	2	3	4	4	5	6	7	2	2	2	3	4	4	5
2,2	3	4	5	6	7	8	9	2	3	3	4	5	6	7	2	2	2	3	3	4	5
2,3	3	4	5	6	7	8	9	2	3	3	4	5	6	6	2	2	2	3	3	4	5
2,4	3	4	4	5	6	8	9	2	3	3	4	5	5	6	1	2	2	3	3	4	4
2,5	3	4	4	5	6	7	8	2	2	3	4	4	5	6	1	2	2	3	3	4	4
2,6	3	3	4	5	6	7	8	2	2	3	4	4	5	6	1	2	2	3	3	4	4
2,7	3	3	4	5	6	7	8	2	2	3	3	4	5	6	1	2	2	2	3	3	4
2,8	3	3	4	5	6	7	8	2	2	3	3	4	5	5	1	2	2	2	3	3	4
2,9	3	3	4	5	5	6	7	2	2	3	3	4	5	5	1	2	2	2	3	3	4
3	2	3	4	4	5	6	7	2	2	3	3	4	4	5	1	2	2	2	3	3	4

Fonte: Brasil (2021)

Com base nos dados da Tabela 3.2, tem-se que o pH pode ser considerado igual a aproximadamente 7.

A partir de uma concentração de 2,0 mg/L de cloro residual livre na água, ela adquire gosto e odor característicos do cloro. Como essas propriedades organolépticas conferidas à água podem provocar reações de rejeição de consumo dessa água pela população, a concentração de cloro residual livre considerado para o projeto foi de 1,8 mg/L.

Por fim, considerando uma temperatura de 26°C mas aproximando-a para 25°C para facilitar o uso da Tabela 4.30, tem-se que o tempo de contato mínimo necessário é de 4 min.

Porém, a OMS (2017) preconiza um tempo de contato mínimo do cloro com a água de 30 min para concentrações de cloro livre maiores ou iguais a 0,50 mg/L e pH inferior a 8,0. Assim, como se trata da última barreira de segurança da água, de forma a se obter uma maior margem de segurança, foi adotado um tempo de contato de 30 min.

Dado que a vazão afluyente à unidade de desinfecção final é igual à vazão íntegra afluyente à ETA, foi calculado o volume necessário pela unidade para garantir esse tempo mínimo por meio da Equação 4.19.

$$\begin{aligned} Vol &= Q \cdot t_c \\ Vol &= 0,09721 \cdot 1800 \\ Vol &= 174,98 \, m^3 \end{aligned} \quad \text{Equação 4.19}$$

Em que:

Vol: volume necessário para a câmara de desinfecção final (m³);

Q: vazão (m³/s);

t_c: tempo de contato considerado (s).

Segundo Di Bernardo *et al.* (2017), a câmara de desinfecção final deve ter escoamento do tipo pistão de forma a se evitar problemas decorrentes de curtos circuitos hidráulicos. Para se obter esse tipo de escoamento, a câmara deve ser dotada de chicanas com dimensões suficientes para que a velocidade média de escoamento seja superior a 0,10 m/s.

De forma a atender essa recomendação, foi concebida uma câmara de desinfecção final com dimensões em planta de 20,85 x 6,95 m², com altura da lâmina de água de 2,00, que foi garantida por meio da implementação de um vertedor retangular no final da câmara. De forma a se obter uma folga, a altura total da câmara foi considerada igual a 2,50 m, garantindo uma altura livre entre a lâmina de água e o teto da estrutura de 0,50 m.

Além disso, a câmara foi dotada de 11 canais interligados por meio de curvas de 180° com largura constante de 0,45 m ao longo de toda a câmara. Verificando-se a velocidade com a Equação 4.1, tem-se:

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

$$V = \frac{0,09721}{2,00 \cdot 0,45}$$

$$V = 0,11 \text{ m/s}$$

Equação 4.1

Quanto às perdas de carga que ocorrem na câmara, devem ser consideradas tanto as perdas nas curvas de 180° quanto nos comprimentos retilíneos da câmara e no vertedor de saída da unidade. Ressalta-se que, com o intuito de simplificar os cálculos realizados, foi considerada a impossibilidade de ocorrer qualquer tipo de ressalto ao longo de toda a estação, inclusive na unidade de desinfecção final.

Para a perda de carga ocorrida nos trechos retilíneos, foi utilizada a equação de Manning (Equação 3.93). Segundo Porto (2006), o coeficiente de Manning n pode assumir os valores exibidos pela Tabela 4.31.

Tabela 4.31 - Coeficientes de Manning, com valores recomendados destacados em negrito

Natureza das paredes	Condições			
	Muito boas	Boas	Regulares	Más
Tubos de ferro fundido com revestimento de alcatrão	0,011	0,012	0,013	-
Condutos de barro vitrificado, de esgotos	0,011	0,013	0,015	0,017
Condutos de barro, de drenagem	0,011	0,012	0,014	0,017
Alvenaria de tijolos com argamassa de cimento: condutos de esgoto	0,012	0,013	0,015	0,017
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013	0,015
Calhas de prancha de madeira aplainada	0,01	0,012	0,013	0,014
Calhas de prancha de madeira não aplainada	0,011	0,013	0,014	0,015
Calhas de prancha de madeira aplainada com pranchões	0,012	0,015	0,016	-
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014	0,016	0,018
Canais abertos em rocha, lisos e uniformes	0,025	0,03	0,033	0,035
Canais curvilíneos e lamosos	0,023	0,025	0,028	0,03
Canais com leito pedregoso e vegetação aos taludes	0,025	0,03	0,035	0,04

Fonte: Adaptado de Porto (2006)

Como os canais foram idealizados em concreto, foi adotada uma condição "boa" para as paredes, obtendo-se um coeficiente com valor de 0,014.

Lembrando que, dado que o fundo da câmara é completamente horizontal, a inclinação de fundo da fórmula pode ser interpretada como perda de carga unitária. Com isso, foi feito o cálculo da perda de carga.

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I_0}} = A \cdot R_h^{\frac{2}{3}}$$

Equação 3.93

$$\frac{0,014 \cdot 0,09721}{\sqrt{I_0}} = 2,00 \cdot 0,45 \cdot \left(\frac{2,00 \cdot 0,45}{2 \cdot 2,00 + 0,45} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I_0 = 1,93 \cdot 10^{-5} \text{ m/m}$$

Dado que a extensão linear total da câmara é de 220,35 m, foi obtida uma perda de carga por atrito de 0,004 m.

No caso das curvas de 180° com mesma seção de entrada e saída, foi utilizado o método de cálculo proposto por Idel'chik (1960). Ressalta-se que, originalmente, as perdas de carga calculadas por esse método são para escoamento sob pressão, e não livre. Porém, segundo Di Bernardo *et al.* (2017), esse método apresenta valores muito próximos daqueles observados na prática e, portanto, podem ser utilizados sem consequências negativas para o cálculo de perda de carga ocorrida em singularidades de canais abertos.

Inicialmente, similar a Manning, é necessário definir o material que compõe os canais e, conseqüentemente, um valor de rugosidade média (Δ) segundo a Tabela 4.32.

Tabela 4.32 - Valores de rugosidade média para diferentes materiais, em mm

Material	Valor mínimo	Valor máximo	Valor médio
Canais em concreto pré moldado - lisos	0,3	0,8	0,55
Canais em concreto pré moldado - grossos	1	2	1,5
Canais em concreto pré moldado - cimento com junções não alisadas	2	5	3,5
Canais revestidos com cimento - bem revestido	0,05	0,22	0,135
Canais revestidos com cimento - com suavizações	0,5	0,5	0,5
Canais revestidos com cimento - acabamento grosseiro	0,5	2	1,25
Madeira - bom acabamento	0,6	0,6	0,6
Madeira - acabamento grosseiro	1	5	3

Fonte: Idel'chik (1960)

Considerando canais em concreto pré moldado lisos, tem-se um valor de rugosidade média de 0,55 mm.

Em seguida, determina-se o coeficiente k_Δ , cujo valor depende do número de Reynolds (Equação 3.14):

$$Rey = \frac{\rho \cdot V \cdot D_h}{\mu} = \frac{V \cdot D_h}{\nu}$$

$$Rey = \frac{0,11 \cdot 0,81}{1,007 \cdot 10^{-6}}$$

$$Rey = 8,68 \cdot 10^4$$

Equação 4.20

O coeficiente k_Δ pode assumir os seguintes valores:

$$Rey < 4 \cdot 10^4: \quad k_\Delta = 1,0$$

$$Rey > 4 \cdot 10^4 \text{ e } 0 < \bar{\Delta} < 0,001: \quad k_\Delta = 1,0 + 0,5 \cdot 10^3 \cdot \bar{\Delta}$$

$$Rey > 4 \cdot 10^4 \text{ e } \bar{\Delta} > 0,001: \quad k_\Delta = 1,5$$

Sendo que o termo $\bar{\Delta}$ é a rugosidade relativa, e é definido pela Equação 4.21.

$$\bar{\Delta} = \frac{\Delta}{D_h}$$

$$\bar{\Delta} = \frac{0,55 \cdot 10^{-3}}{0,81}$$

$$\bar{\Delta} = 0,00185$$

Equação 4.21

Em que:

$\bar{\Delta}$: rugosidade relativa;

Δ : rugosidade absoluta (m);

D_h : diâmetro hidráulico (m).

Com os valores do número de Reynolds e da rugosidade relativa, o coeficiente k_Δ entra na terceira condição de valores, assumindo o valor de 1,5.

Sequencialmente, foram calculadas as seguintes relações dimensionais do canal:

$$\frac{a_0}{b_0} = \frac{2,00}{0,45} = 4,44$$

$$\frac{b_{ch}}{b_0} = \frac{0,45}{0,45} = 1,00$$

$$\frac{l_0}{b_0} = \frac{1,10}{0,45} = 2,44$$

Em que:

a_0 : altura da lâmina de água na seção de entrada (m);

b_0 : largura de fundo da seção de entrada (m);

b_{ch} : largura de fundo da curva (m);

l_0 : comprimento do trecho reto da curva (m).

Com isso, foi determinado o valor do coeficiente ξ_l com base nas relações dimensionais calculadas e na Tabela 4.33.

Tabela 4.33 - Valores do coeficiente ξ_l , dependente das relações b_{ch}/b_0 e l_0/b_0

b_{ch}/b_0	l_0/b_0											
	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,4
0,50	7,9	6,9	6,1	5,4	4,7	4,3	4,2	4,3	4,4	4,6	4,8	5,3
0,73	4,5	3,6	2,9	2,5	2,4	2,3	2,3	2,3	2,4	2,6	2,7	3,2
1,00	3,6	2,5	1,8	1,4	1,3	1,2	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	2,3
2,00	3,9	2,4	1,5	1	0,8	0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7

Fonte: adaptado de Idel'chik (1960)

Como b_{ch}/b_0 resultou em exatamente 1,00 e l_0/b_0 foi superior ao limite da tabela, ξ_l resulta em 2,3, sendo o valor destacado na Tabela 4.33. Ressalta-se que, caso as relações dimensionais tivessem resultado em valores não presentes na Tabela 4.33, seria necessário fazer interpolação linear.

Em seguida, foi determinado o valor do coeficiente C_1 , que é dependente tanto da relação a_0/b_0 quanto da Tabela 4.34.

Tabela 4.34 - Valores do coeficiente C_1 , dependente da relação a_0/b_0

a_0/b_0	C_1
0,25	1,10
0,50	1,07
0,75	1,04
1,00	1,00
1,50	0,95
2,00	0,90
3,00	0,83
4,00	0,78
5,00	0,75
6,00	0,72
7,00	0,71
8,00	0,70

Fonte: adaptado de Idel'chik (1960)

Como a_0/b_0 resultou em um valor não presente na tabela, foram interpolados linearmente os valores destacados na Tabela 4.34, obtendo-se o valor de 0,77 para o coeficiente C_1 .

Com todos os coeficientes calculados, foi determinada a perda de carga que ocorre em uma curva de 180° com a Equação 4.22.

$$\Delta H = k_{\Delta} \cdot C_1 \cdot \xi_l \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$\Delta H = 1,5 \cdot 0,77 \cdot 2,3 \cdot \frac{0,11^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$\Delta H = 0,0016 \text{ m}$$

Equação 4.22

Em que:

ΔH : perda de carga em uma curva de 180° com seções de entrada e saída iguais (m);

k_{Δ} : coeficiente de correção devido à rugosidade;

C_1 : coeficiente de forma, de acordo com a geometria do canal a jusante;

ξ_l : coeficiente de perda de carga;

V : velocidade média de escoamento (m/s);

g : aceleração gravitacional (m/s²).

Como no total são 10 curvas de 180°, a perda de carga decorrente dessas singularidades é de 0,016 m.

Por fim, a última perda de carga que ocorre no interior da câmara de desinfecção final é no vertedor retangular de saída. A perda de carga foi calculada com a Equação 3.71.

$$Q = 1,838 \cdot L \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$$0,09721 = 1,838 \cdot 0,45 \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad \text{Equação 3.71}$$

$$h = 0,10 \text{ m}$$

Assim, para se garantir a altura de lâmina de água de 2,00 m, o vertedor foi dimensionado com uma altura de 1,90 m.

4.8 Determinação do perfil hidráulico da ETA

Além da perda de carga ocorrida no interior de cada uma das unidades, devem ser consideradas as perdas de carga decorrentes do atrito e das singularidades presentes nos canais de interligação de unidades presentes na ETA. Para tanto, foram adotados os métodos de cálculo de Manning e Idel'chik, conforme discutidos no item 4.7.

Porém, ressalta-se que esses cálculos não serão detalhados a seguir. Como o cálculo de Manning é realizado de forma idêntica à câmara de desinfecção final, não há necessidade de mostrá-lo novamente. No caso do método de Idel'chik, apesar de cada tipo de singularidade apresentar coeficientes de perda de carga distintos, todos os roteiros de cálculo são demasiadamente extensos. Portanto, a seguir serão expostos somente os resultados dos cálculos de forma a se determinar o perfil hidráulico da estação.

Para a determinação do perfil hidráulico, é necessário fazer o caminho inverso da água, ou seja, começar os cálculos a partir do vertedor de saída da câmara de desinfecção final e seguir o caminho da água até a chegada de água bruta, localizada no início da estação.

No vertedor de saída da câmara de contato, tem-se que a altura de água é de 2,00 m. Conforme calculado no item 4.7, a perda de carga total ocorrida na unidade de desinfecção final foi de 0,020 m, obtendo-se uma altura piezométrica de 2,020 m no início da unidade.

Seguindo para o início dos filtros, foi obtida uma perda de carga na filtração de 0,550 m. Além disso, foi previsto um vertedor retangular na entrada de cada filtro. Por meio da Equação 3.71, foi obtida uma perda de carga adicional de 0,004 m, totalizando em uma altura piezométrica na entrada dos filtros de 2,574 m.

Nos canais de interligação entre os filtros e os decantadores, foram contabilizados: duas curvas de 90°, um tê de passagem lateral e um tê de passagem direta, assim como comprimento retilíneo de 17,66 m. As perdas de carga ocorridas nesses canais e singularidades resultaram em 0,009 m, obtendo-se, assim, uma altura piezométrica na saída do decantador mais distante dos filtros de 2,579 m.

No interior dos decantadores, foi obtida uma perda de carga proveniente dos orifícios do *manifold* e dos vertedores de calha de coleta de água decantada de 0,039 m. Com isso, tem-se uma altura piezométrica de 2,617 m no início dos decantadores.

Entre os decantadores e floculadores, foram considerados 7,61 m de comprimento retilíneo, uma curva de 90° e 2 tês de passagem lateral. Com isso, foi obtida uma perda de carga de 0,005 m, resultando em cota piezométrica de 2,622 m no final da unidade de floculação.

Nas câmaras de floculação, foram calculadas as perdas de carga no interior da unidade com valor total de 0,012 m, obtendo-se cota piezométrica de 2,634 m no início da unidade de floculação.

Finalmente, considerando as perdas ocorridas em trechos retilíneos total de 9,21 m entre a unidade de floculação e a chegada de água bruta, obteve-se perda de $3,39 \times 10^{-6}$ m. Somando a perda de carga decorrente da calha Parshall de 0,150 m, tem-se que a cota piezométrica no início da estação deve ser de 2,784 m para que a ETA funcione por gravidade.

De forma a se comparar qualitativamente os resultados obtidos no cálculo do perfil hidráulico, foi elaborada a Tabela 4.35, na qual foram compilados os resultados e calculadas as porcentagens contribuintes de cada trecho e unidade.

Tabela 4.35 - Perdas de carga e porcentagens de contribuição de cada unidade e canais de interligação da ETA

Singularidade/Unidade	Quantidade	Perda de carga total (m)	Porcentagem de perda de carga
Comprimento reto	34,48	0,0001	0,01%
Tê de saída lateral	4	0,0119	1,51%
Curva de 90°	4	0,0023	0,30%
Desinfecção final	1	0,0200	2,55%
Filtração	1	0,5496	70,07%
Decantação	1	0,0385	4,91%
Floculação	1	0,0120	1,53%
Mistura rápida	1	0,1499	19,11%
Total	1	0,7843	100,00%

Analisando-se os resultados, nota-se que as perdas ocorridas nos canais são quase desprezíveis (inferior a 2%), e a maior perda ocorreu na unidade de filtração. No caso das perdas em canais, pode-se atribuir essa pequena contribuição devido tanto à complexidade dos canais, que no caso do presente projeto foi baixa, quanto à relativamente baixa vazão afluente à estação.

5 Considerações finais

A partir do trabalho desenvolvido foi possível dimensionar uma estação de tratamento de água em ciclo completo, com capacidade de tratamento de 97,21 L/s. Resumindo-se as características de cada unidade, foram projetados:

- Adutora de água bruta:
 - Sistema de gradeamento com barras de 9 mm de largura e espaçamento de 20 mm em um canal de 0,30 m;
 - Desarenador com dimensões de 0,50 x 21,00 m² e profundidade de 0,20 m;
 - Sistema de bombeamento com duas bombas centrífugas funcionando 24 h/d com vazão de 350 m³/h, sendo uma reserva;
- Unidade de mistura rápida:
 - Calha Parshall com largura de garganta de 91,5 cm;
- Unidade de floculação mecanizada:
 - Quatro câmaras de dimensões de 2,00 x 2,00 m² e profundidade útil de 3,00 m cada, sendo as duas primeiras dotadas de agitadores do tipo turbina e as duas última de agitadores do tipo paleta;
- Unidade de decantação de alta taxa:
 - Dois decantadores de alta taxa com dimensões de 9,00 x 3,00 m² e altura útil de 3,22 m, dotados, cada um, de:
 - Módulos tubulares para decantação de alta taxa com dimensões de 48 x 85,5 mm e comprimento de 1,53 m;
 - Dois *manifolds* para distribuição de água floculada de seção transversal variável, com dimensões iniciais de 0,60 x 0,60 m² e finais de 0,15 m x 0,12 m² e comprimento de 9,00 m. Cada manifold foi projetado com 17 orifícios com 0,10 m de diâmetro cada;
 - Três calhas de coleta de água decantada com altura de 0,23 m, largura de 0,30 m e comprimento de 9,00 m, cada uma com 120 vertedores triangulares de 0,10 m de largura e 0,05 m de altura;
 - Sistema de descarga hidráulica de lodo por meio de poços em formato de tronco de pirâmide com base maior de 1,50 x 1,50 m²,

base menor de $1,10 \times 1,10 \text{ m}^2$ e altura de 0,80 m, interligados por meio de tubulações de variados diâmetros;

- Unidade de filtração com taxa constante:
 - Três filtros com dimensões de $3,00 \times 6,00 \text{ m}^2$, cada um dotado de:
 - Um vertedor retangular individual na entrada de cada filtro com largura de 0,60 m;
 - Material filtrante composto por camada simples de areia com espessura de 0,70 m, uma camada suporte de seixos rolados com espessura de 0,35 m e blocos de suporte dotados de bocais no fundo dos filtros;
 - Duas calhas de coleta de água filtrada com geometria de fundo com seção semicircular, com altura de 0,43 m, largura de 0,40 m comprimento de 9,00 m e inclinação no sentido longitudinal de 0,83%, cada uma com 80 vertedores triangulares de 0,10 m de largura e 0,05 m de altura;
 - Sistema de lavagem dos filtros somente com água, feita hidraulicamente por meio da abertura de válvulas, com água proveniente de um reservatório elevado;
 - Sistema de bombeamento composto por duas bombas centrífugas para reabastecimento de água para lavagem dos filtros com água filtrada;
 - Câmara e tubulação de descarga de água de lavagem de filtro;
- Unidade de desinfecção final:
 - Uma câmara de contato de dimensões de $20,85 \times 6,95 \text{ m}^2$, altura útil de 2,00 m e altura total de 2,50 m, dotada de 11 canais iguais com largura de 0,60 m e 10 curvas de 180° com largura de 0,60 m.

Além dessas unidades, também foi esboçada uma estação de tratamento de resíduos (ETR) gerados na ETA, composta por:

- Um tanque de regularização de vazão (TRV);
- Uma unidade de clarificação/adensamento (CLA);
- Um tanque de água recuperada (TAR);
- Sistema de desaguamento de lodo.

Porém, conforme foi previsto no escopo inicial do projeto, a ETR foi esboçada, mas não dimensionada.

Como fechamento, a execução deste trabalho foi extremamente enriquecedora em termos de obtenção de conhecimentos teóricos e práticos, tanto para o dimensionamento de estações de tratamento de água em geral como aspectos operacionais dessas estações.

Não somente isso, também foram adquiridos conhecimentos relativos à área de tratamento de resíduos, algo que deveria ser dada maior importância nas ETAs em geral, visto que esse tratamento providencia um melhor descarte ou até mesmo reaproveitamento dos resíduos gerados durante o processo de tratamento da água, conferindo maior consciência ambiental ao processo.

Por fim, como o dimensionamento propriamente dito de estações de tratamento de água e os assuntos de tratamento de resíduos de ETAs não foram abordados na graduação, foi um desafio adicional realizar a procura desses assuntos por meio de pesquisas de bibliografias a serem utilizadas como base, o que contribuiu para a consolidação dos conhecimentos obtidos e tornando o resultado final mais gratificante.

6 Bibliografia

Albertson, M. L.; Daí, Y. B.; Jensen, R. A.; Rouse, H. (1948). **Diffusion of submerged jets**. Transactions, p. 139-163. Paper n. 2409;

American Water Works Association - AWWA (1999). **Water quality and treatment: a handbook of community water supplies**. 5th ed. New York, USA: McGraw Hill Inc.

American Water Works Association – AWWA (2011). Water treatment plant residuals management. In: American Water Works Association – AWWA. **Water quality and treatment: a handbook on drinking water**. USA: American Water Works Association, American Society of Civil Engineers, McGraw-Hill. chap. 22;

Arboleda, V. J.. **Teoria y práctica de la purificación del agua** 3rd ed. Bogotá, Colômbia: McGraw-Hill Interamericana S. A. 2000;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10004:2004: Resíduos Sólidos - Classificação**. Rio de Janeiro. 2004;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12216:1992: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público**. Rio de Janeiro. 1992;

Azevedo Netto, J. M; Parlatore, A. C.; Rossini, A. C.; Manfrini, C.; Hespanhol, I.; Campos, J. R.; Povinelli, J; Yaguinuma, S. (1987). **Técnicas de Abastecimento e Tratamento de água Volume 2 - Tratamento de Água 3ª edição**. CETESB/ASCETESB. São Paulo. Brasil;

Baylis, J. R. (1959). **Surges in the flow of water through filters**. Pure Water, v. 11, n. 6, p. 77-97;

Baylis, J. R. (1959). **Variable rate filtration**. Pure Water, v. 11, n. 5, p. 86-114.;

Bean, E. L. (1953). **Study of physical factors affecting flocculation**. Water Works Engineering;

BNDES Finem - Saneamento ambiental e recursos hídricos. Disponível em: [https://www.bndes.gov.br/wps/portal/site/home/financiamento/produto/bndes-finem-saneamento-ambiental-recursos-hidricos#:~:text=1%2C45%25%20ao%20ano%20\(a.a.\),-Observa%C3%A7%C3%A3o%20o%20custo](https://www.bndes.gov.br/wps/portal/site/home/financiamento/produto/bndes-finem-saneamento-ambiental-recursos-hidricos#:~:text=1%2C45%25%20ao%20ano%20(a.a.),-Observa%C3%A7%C3%A3o%20o%20custo). Acesso em 25/09/2022.

Caixa Econômica Federal. **SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil**. 2022. Disponível em: https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_649. Acesso em: 11/07/2022.

Camp, T. R. (1955). **Flocculation and flocculation basins**. Transactions of the American Society of Civil Engineers;

Campos, L. C. (1992). **Influência das características geométricas do agitador mecânico de paletas giratórias paralelas ao eixo vertical na potência introduzida na água**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil;

Catálogo de tubulações em ferro fundido da Saint-Gobain. Disponível em: <https://www.sgpam.com.br/industria/produtos/tubos-e-conexoes-para-agua-bruta-e-tratada/tubo-flangeado-1>. Acesso em 21/08/2022.

Centro Panamericano de Ingenieria Sanitária y Ambiental – CEPIS (1981). **Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua**. Lima, Peru: OPAS-OMS;

Coelho, M. M. L. P. (1989). **Influência da mistura rápida no tratamento de água**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG;

Dados climáticos para cidades mundiais. Disponível em <https://pt.climate-data.org/>. Acesso em 11/07/2022.

DENSIDADE DOS MATERIAIS - Operation. Disponível em <https://operation.com.br/densidade-dos-materiais/>. Acesso em 11/09/2022.

Dharmarajah, A. H.; Cleasby, J. L. (1986). **Predicting the expansion of filter media**. *Journal of the American Water Works Association*, v. 78, n. 12, p. 66.;

Di Bernardo, L., & Paz, L. P. S. (2008). **Seleção de tecnologias de tratamento de água**. São Carlos: LDIBE.

Di Bernardo, L.; Penna, J. A. (1985). **Influência da mistura rápida hidráulica nas operações de floculação e sedimentação**. *Revista DAE*, v. 45, n. 143, p. 408-419;

Di Bernardo, Luiz. **Métodos e Técnicas de Tratamento de Água 3ª ed**. Luiz Di Bernardo, Angela Di Bernardo Dantas, Paulo Eduardo Nogueira Voltan – São Carlos: LdiBe Editora, 2017;

Di Bernardo, Luiz. **Métodos e Técnicas de Tratamento e Disposição dos Resíduos Gerados em Estações de Tratamento de Água**. Luiz Di Bernardo, Angela Di Bernardo Dantas, Paulo Eduardo Nogueira Voltan – São Carlos: LdiBe Editora, 2012;

Elevation Finder. Disponível em <https://www.freemaptools.com/>. Acesso em 11/07/2022.

Hansen, S. D.; Culp, G. L. E.; Stukenberg, J. R. (1969). **Practical application of idealized sedimentation theory in wastewater treatment**. Journal (Water Pollution Control Federation), v. 41, n. 8, pt. 1, p. 1421-1444;

Hudson Junior, H. E. (1981). **Water clarification processes – practical design and evaluation**. USA: Litton Education Publishing, Inc..

Idel'chik, I. E. (1960). **Handbook of Hydraulic Resistance - Coefficients of Local Resistance and of Friction**. Springfield : NTIS;

Imagem de módulos tubulares para decantação de alta taxa. <https://www.yete.com.br/modulos-tubulares-para-decantacao>. Acesso em 16/05/2022;

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2002). **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2000**. Rio de Janeiro. Brasil. 397p.

JORDÃO, E. P.; VOLSCHAN JUNIOR I. **Tratamento de Esgotos Sanitários em Empreendimentos Habitacionais**. Alternativas tecnológicas. Habitação social sustentável. Rio de Janeiro: CAIXA, 2009

Kawamura, S. **Integrated Design and Operation of Water Treatment Facilities 2nd edition**. John Wiley & Sons, INC. EUA. 2000;

Lei Nº 12305. **Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei no 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências**. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12305.htm. Acesso em 13/06/2022;

Manual de Curvas Características Nº A2740/42/44.1P/E/S/7 (https://www.google.com/url?sa=i&url=http%3A%2F%2Fwww.ksb.com.br%2Fphp%2Fprodutos%2Fdownload.php%3Farquivo%3Dmanual_curvas_linha_mega_a2740_4_2_44_1p_e_s_7.pdf%26tipo%3Dcurvas&psig=AOvVaw242mDpxcn6njdWhcoU75y&ust=1651465595718000&source=images&cd=vfe&ved=0CAoQjhxqFwoTCPCmyPO6vfcCFQAAAAAdAAAAABAD). Acesso em 01/05/2022;

Meio Ambiente de Mato Grosso do Sul (IMASUL). **Resultados dos parâmetros e indicadores de qualidade das águas por ponto de monitoramento na UPG Taquari, durante o biênio 2018/2019;**

Ministério da Saúde. **Portaria de Consolidação Nº888.** 2021;

ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE - OMS (2004). **Guidelines for Drinking-Water Quality. Recommendation.** Volume 1, Geneva, SW.494 p.;

ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE - OMS (2017). **Guidelines for Drinking-Water Quality.** 4ª ed, Geneva, SW.631 p.;

ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE - OMS. **Guidelines for Drinking-Water Quality. Surveillance and Control of Community Supplies.** 1997. World Health Organization, Geneva, SW. 238 p;

Organização Pan-Americana da Saúde (2008). **Indicadores básicos para a saúde no Brasil: conceitos e aplicações** / Rede Interagencial de Informação para a Saúde - Ripsa. – 2. ed. – Brasília;

Parlatore, A. C.. **Misturadores e floculadores mecanizados: padronização e dimensionamento.** In: Congresso Interamericano de Ingenieria Sanitária y Ambiental, 13., 1972, Asuncion, Paraguay;

Parshall, R. L.. **Parshall flumes of large size.** Fort Collins, CO, USA: Colorado Agricultural College, p. 55. (Bulletin, n. 386);

Parshall, R. L.. **The Parshall measuring flume.** Fort Collins, CO, USA: Colorado Agricultural College. 84 p. (Bulletin, n. 423);

Penna, J. A. (1984). **Estudos sobre a influência da mistura rápida hidráulica na floculação de água de abastecimento.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos. 194 p;

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica básica 4ª ed.** São Carlos. Editora RiMa. 2006;

Ramires, I. & Buzalaf, M. A. R. (2007). **A fluoretação da água de abastecimento público e seus benefícios no controle da cárie dentária – cinquenta anos no Brasil.** Disponível em: <https://www.scielo.br/j/csc/a/YhvQKg7yNkYxqkkGyg4rNLz/?lang=pt#>. Acesso em 12/06/2022;

Resolução CONAMA Nº 357. **Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece**

as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Brasil, 2005.

Richter, C.; Azevedo Netto, J. M. (1981). **Tratamento de Água Tecnologia Atualizada**. Editora Edgard Blücher Ltda. São Paulo. Brasil;

SABOGAL PAZ, Lyda Patricia. **Modelo conceitual de seleção de tecnologias de tratamento de água para abastecimento de comunidades de pequeno porte**. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

Sucata de Ferro Fundido em Rio Grande RS à venda. Disponível em <https://www.mfrural.com.br/detalhe/432186/sucata-de-ferro-fundido>. Acesso em 25/09/2022.

SWAMEE, P. K. & JAIN, A. K. **Explicit Equations for Pipe-Flow Problems**. J. Hydraulics Division. ASCE, 102(5), 627-664. 1976;

Swamee, P. K.. **Design of flocculating baffled channel JEED**. Proceedings ASCE, v. 122, n. 1, p. 1046-1048. 1996;

Tsutiya, M. T.; Hirata, A. Y. (2001). **Aproveitamento e disposição final de lodos de estações de tratamento de água do Estado de São Paulo**. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 21., João Pessoa, PB.

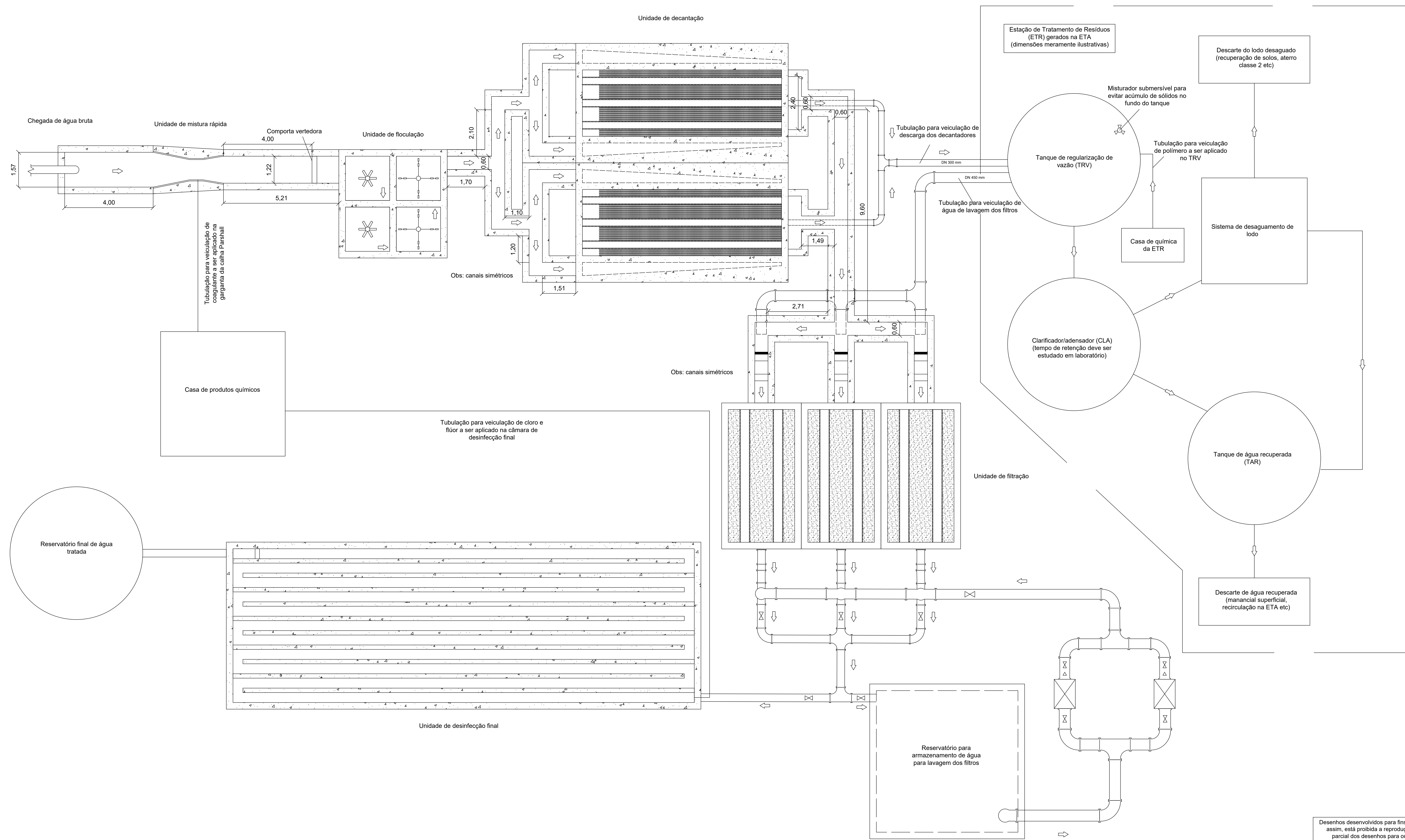
TSUTIYA, M. T.; SOBRINHO, P.A.. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da EPUSP, São Paulo, 1999, 1a Edição

TSUTIYA, Milton Tomoyuki. **Abastecimento de água**. 3. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. 643 p.

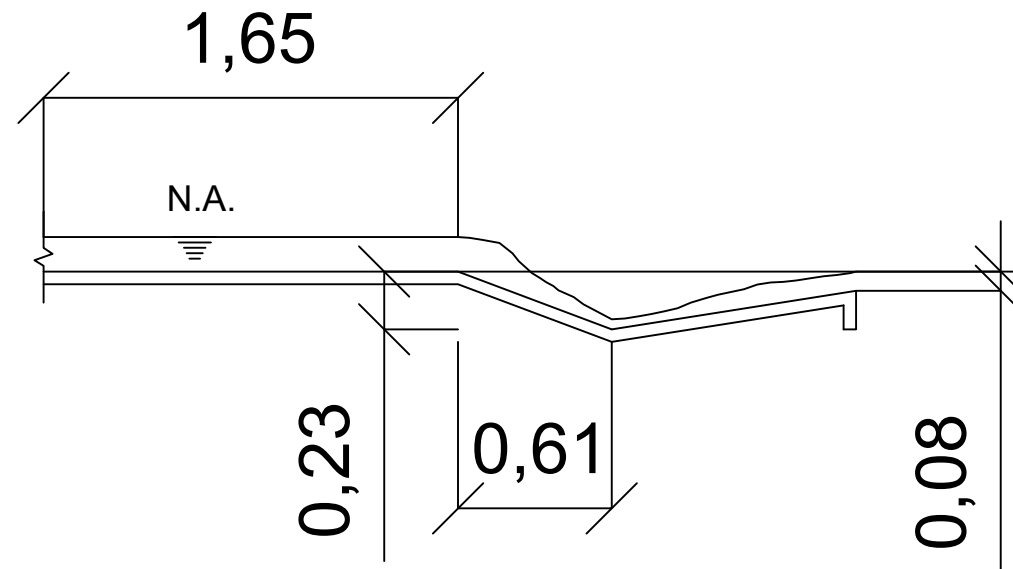
VIGNESWARAN, S; VISVANATHAN, C. **Water Treatment Processes: Simple Options**. CRC Press Inc. Florida. USA. 1995.

7 Lista de anexos

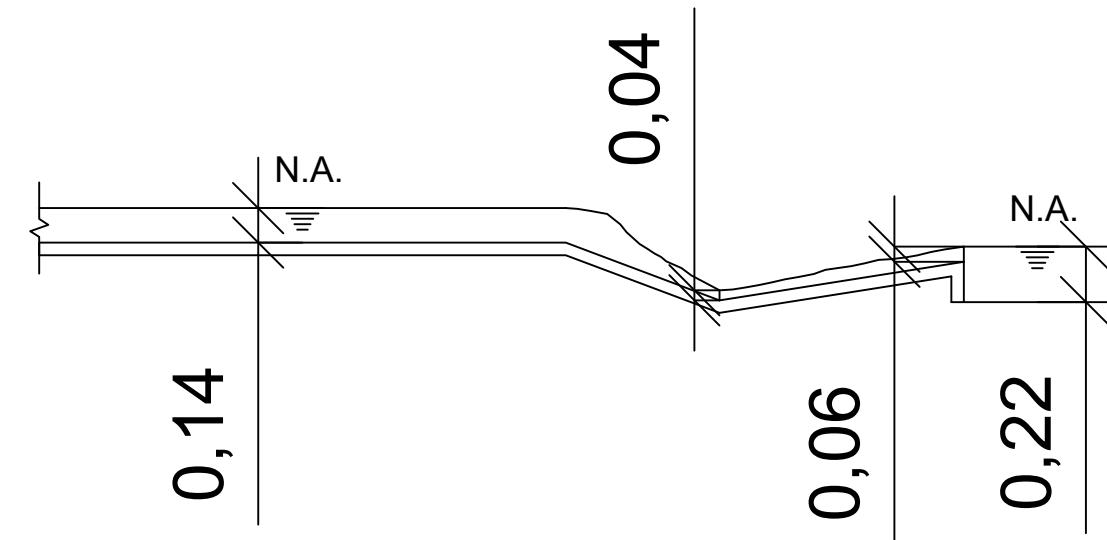
Anexo 1: folhas de desenho do projeto



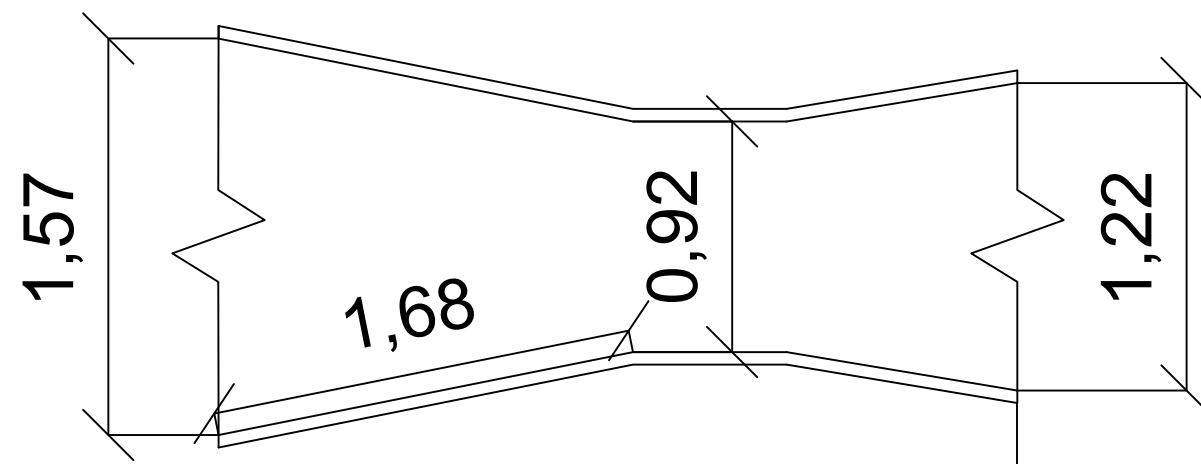
Corte longitudinal com dimensões da calha Parshall indicadas



Corte longitudinal com níveis de água indicados



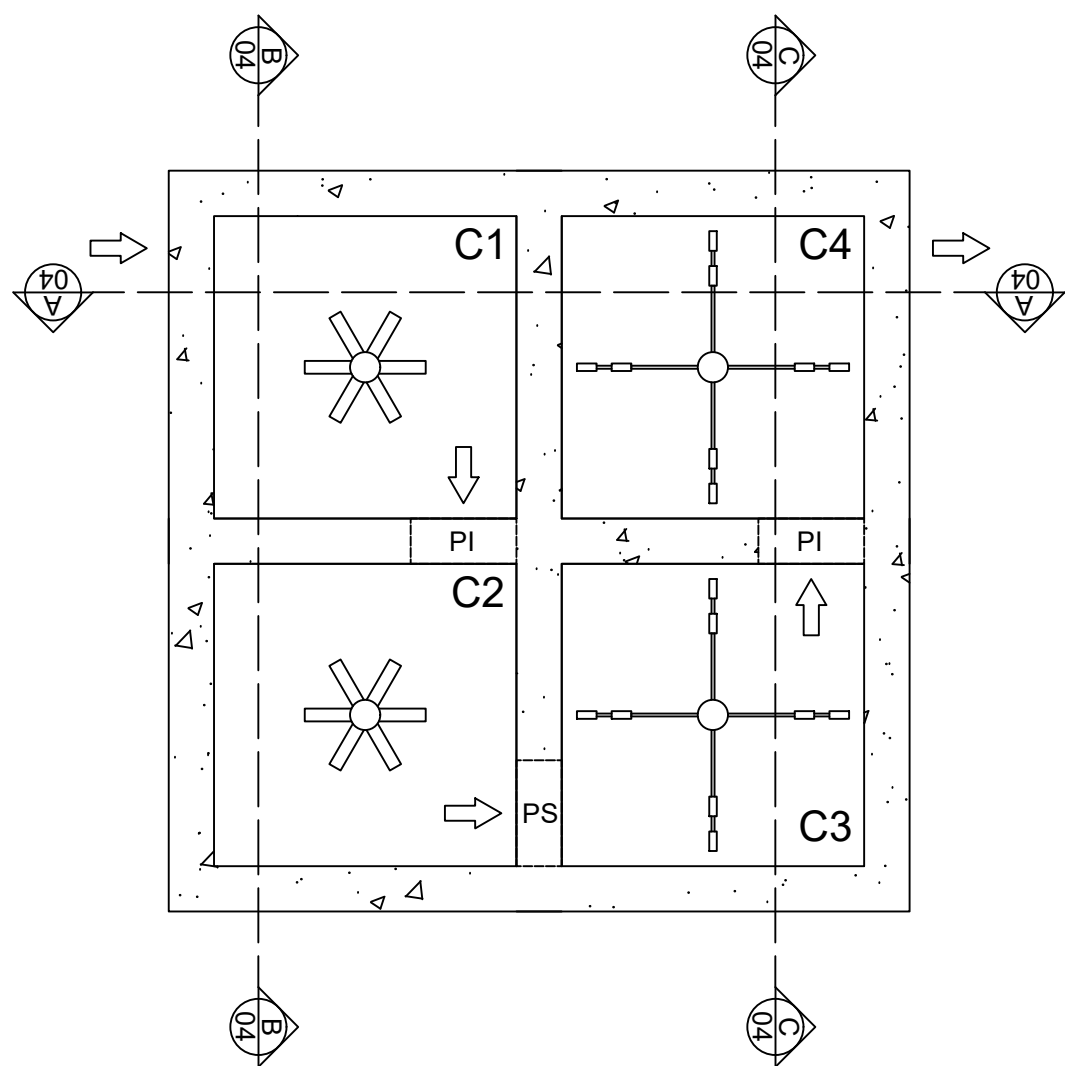
Planta com dimensões da calha Parshall indicadas



Desenhos desenvolvidos para fins acadêmicos, assim, está proibida a reprodução total ou parcial dos desenhos para outros fins

Universidade de São Paulo Escola de Engenharia de São Carlos	
Anexo 1 Projeto hidráulico básico (estudo preliminar) - estação de tratamento de água	
Notas:	- Dimensões em m;
Título do desenho: Planta e cortes longitudinais da unidade de mistura rápida	
Data: 28/11/2022	
Autor: Leonardo Vaz Galvão dos Santos 10311552	
Folha: 03	Escala: 1:30

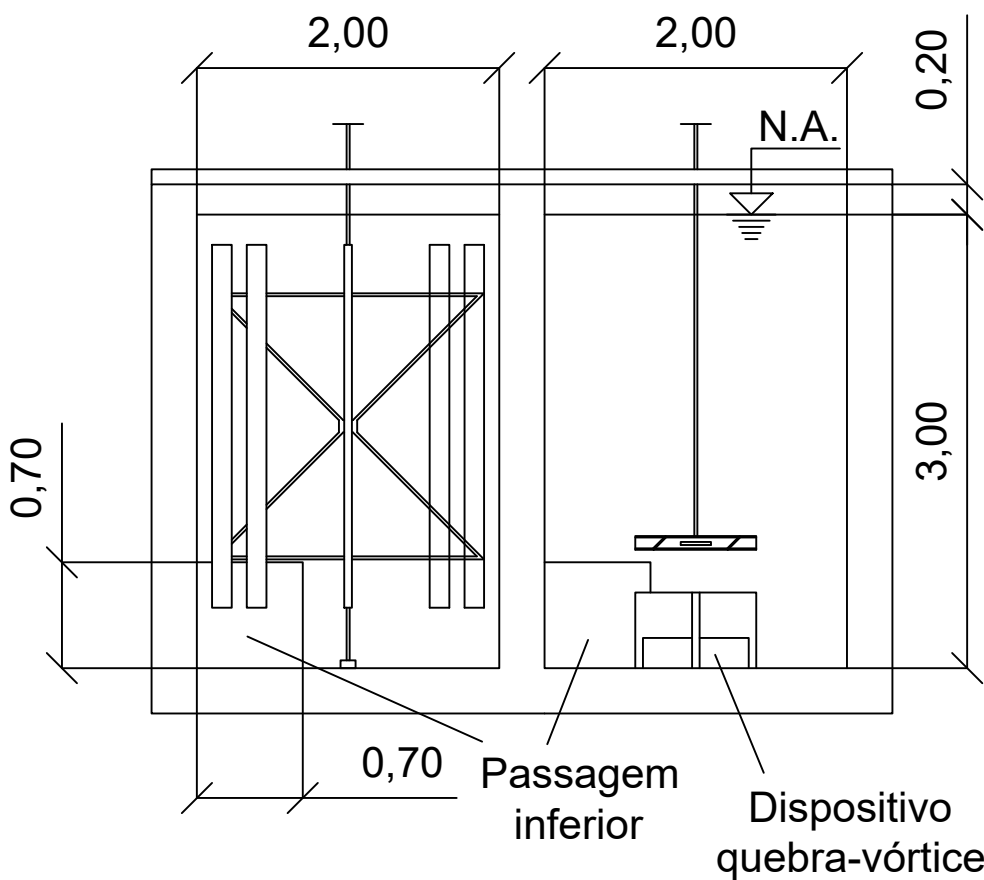
Planta alta da unidade de floculação mecanizada
Escala: 1:50



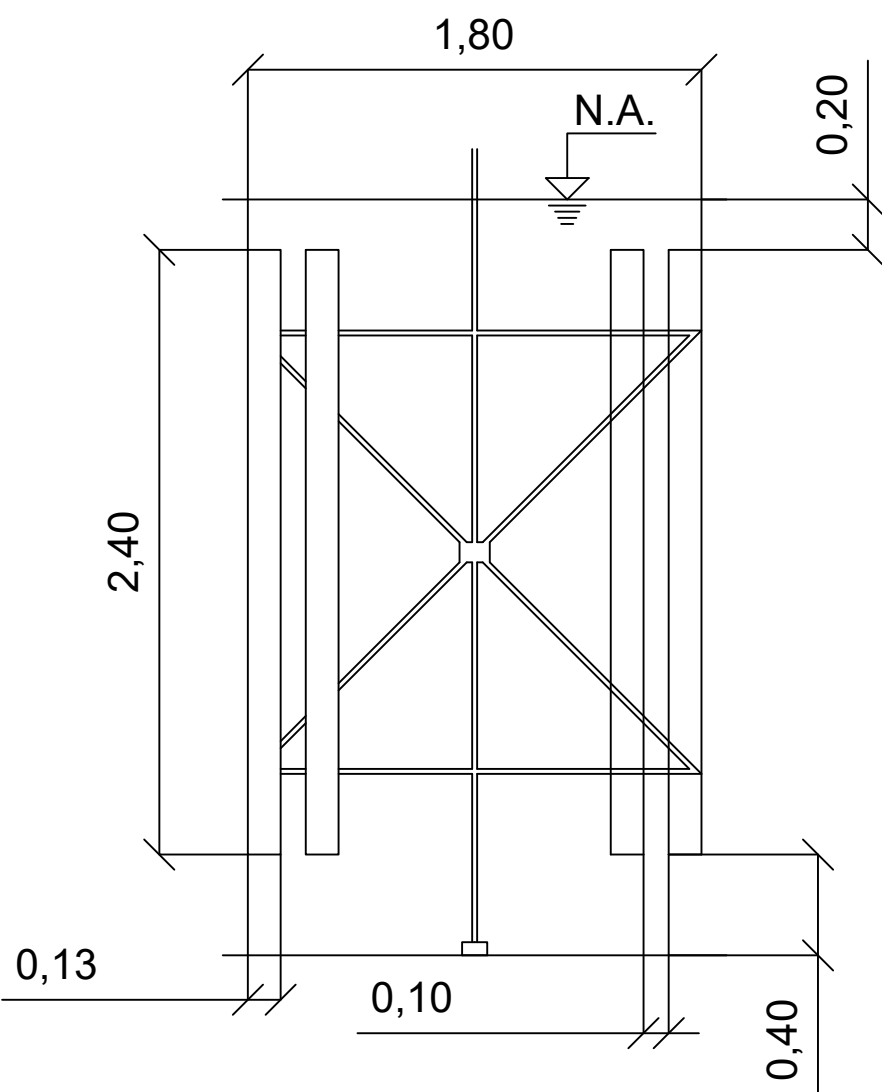
Legenda

PI: passagem inferior CX: câmara de floculação X
PS: passagem superior N.A.: nível de água
⇒ fluxo de água

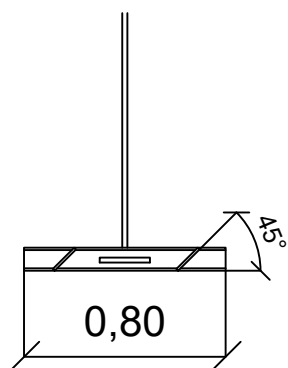
Corte A-A
Escala: 1:50



Detalhe do rotor do floculador tipo paleta
Escala: 1:30

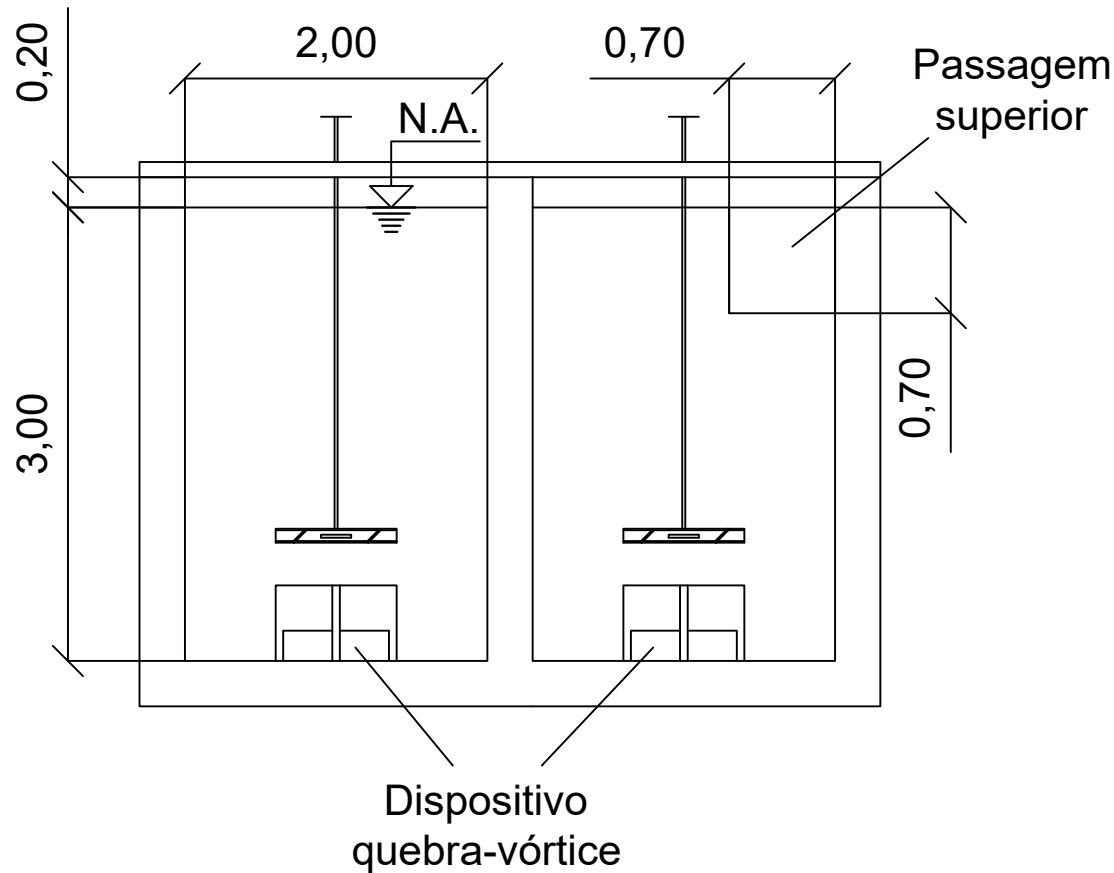


Detalhe do rotor do floculador tipo turbina
Escala: 1:30

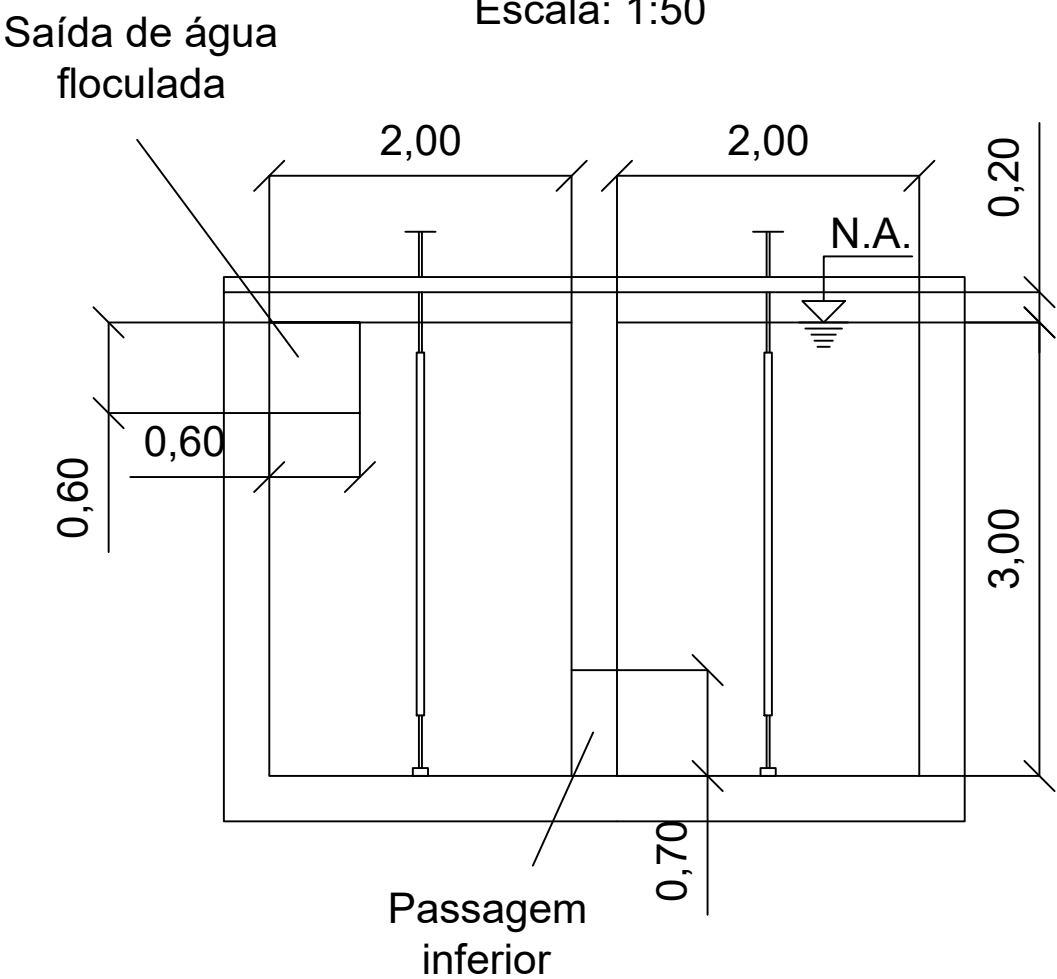


Desenhos desenvolvidos para fins acadêmicos,
assim, está proibida a reprodução total ou
parcial dos desenhos para outros fins

Corte B-B
Escala: 1:50



Corte C-C
Escala: 1:50



Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos

Anexo 1
Projeto hidráulico básico (estudo preliminar) - estação de tratamento de água

Notas: - Dimensões em m;

Título do desenho: Planta e cortes da unidade de floculação mecanizada

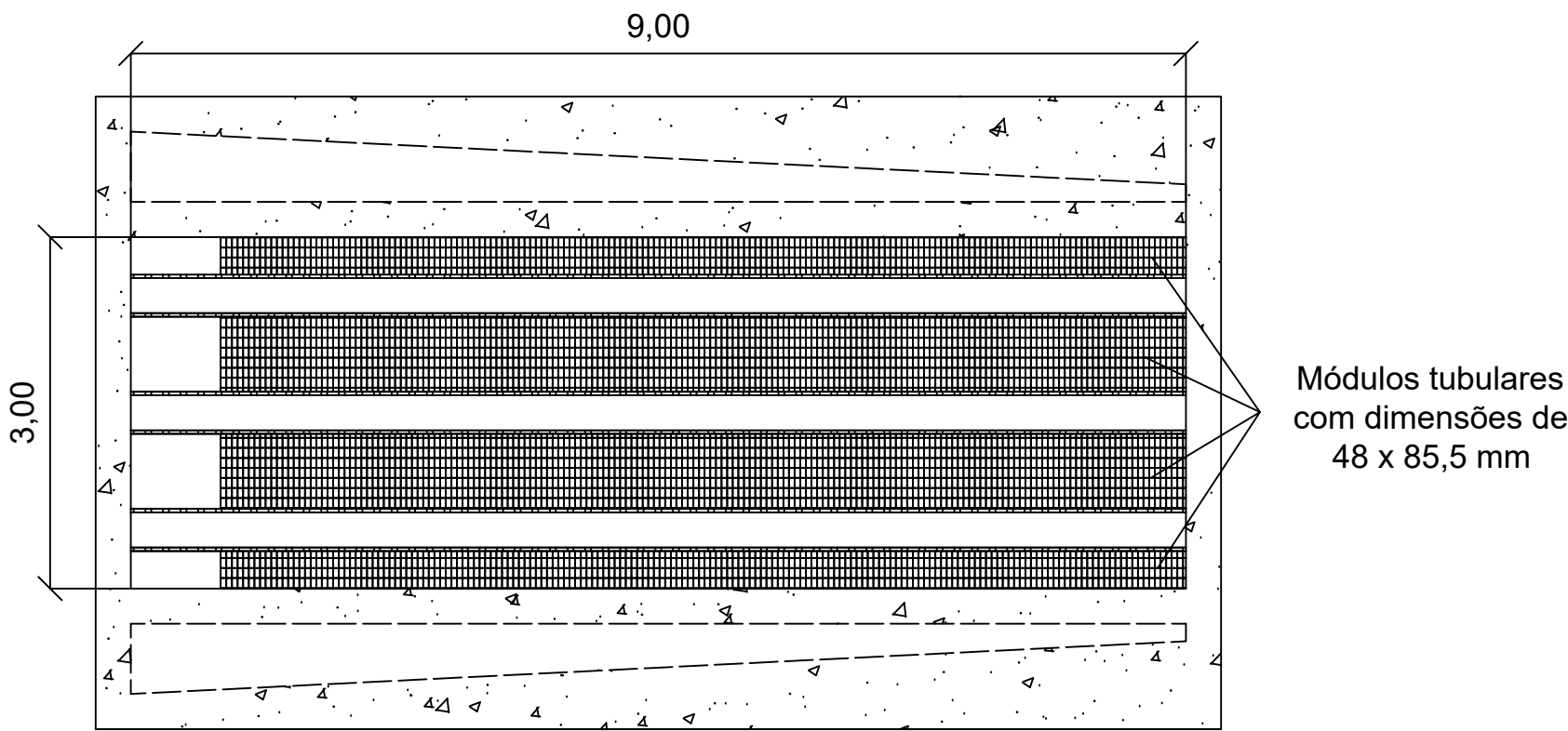
Data: 28/11/2022

Autor: Leonardo Vaz Galvão dos Santos 10311552

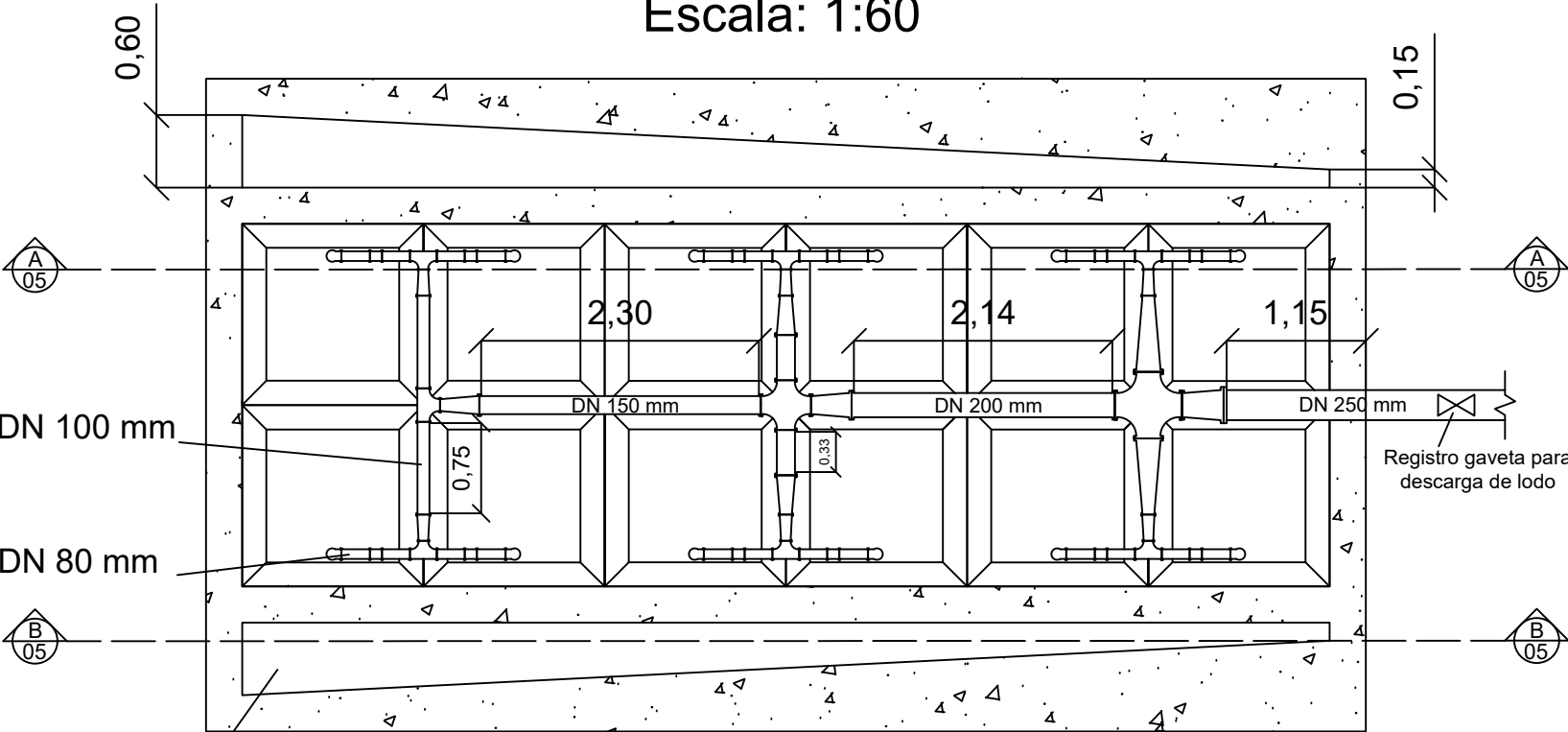
Folha: 04

Escala: indicada

Planta alta
Escala: 1:60

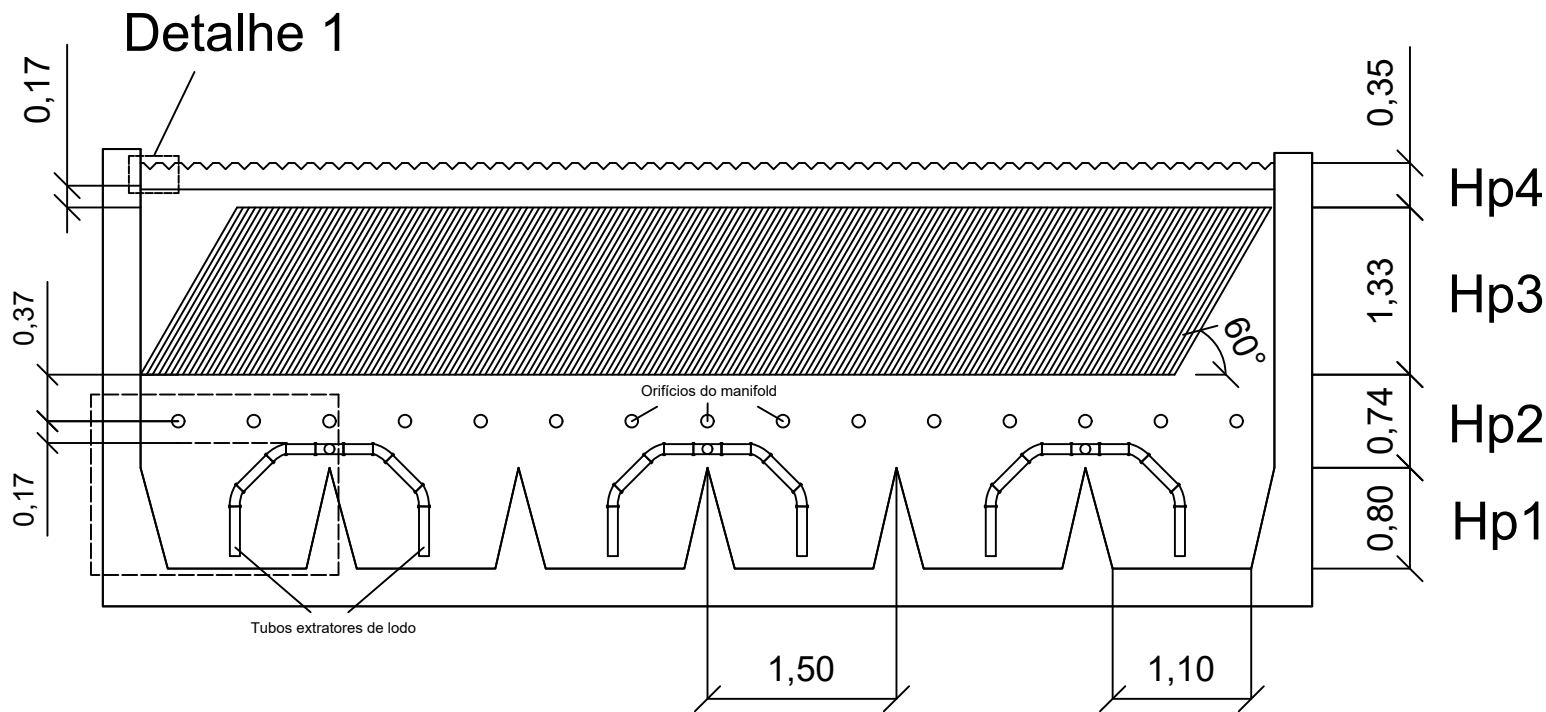


Planta baixa com DN's dos tubos
extratores de lodo indicados
Escala: 1:60

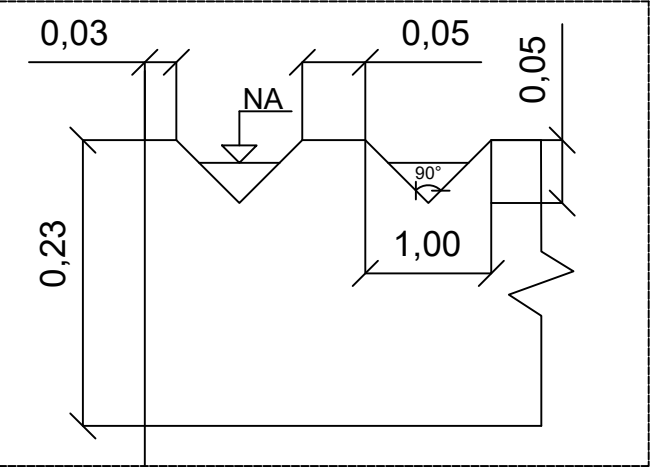


Manifold de distribuição
de água floculada
Nota: simétrico

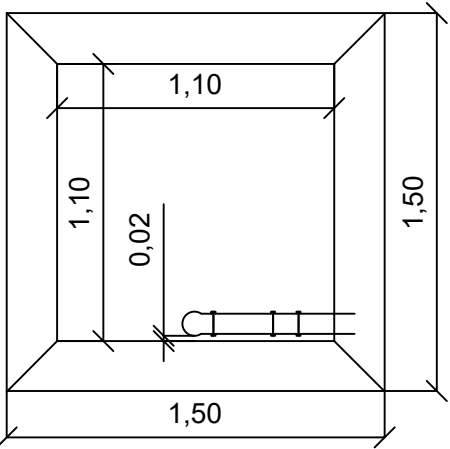
Corte A-A
Escala: 1:60



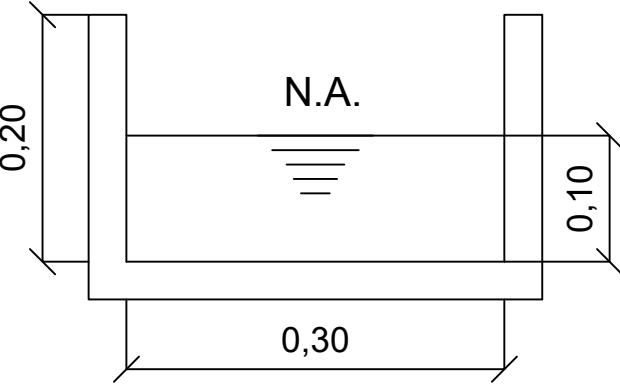
Detalhe 1: vertedores da calha
de coleta de água decantada
Escala: 1:6



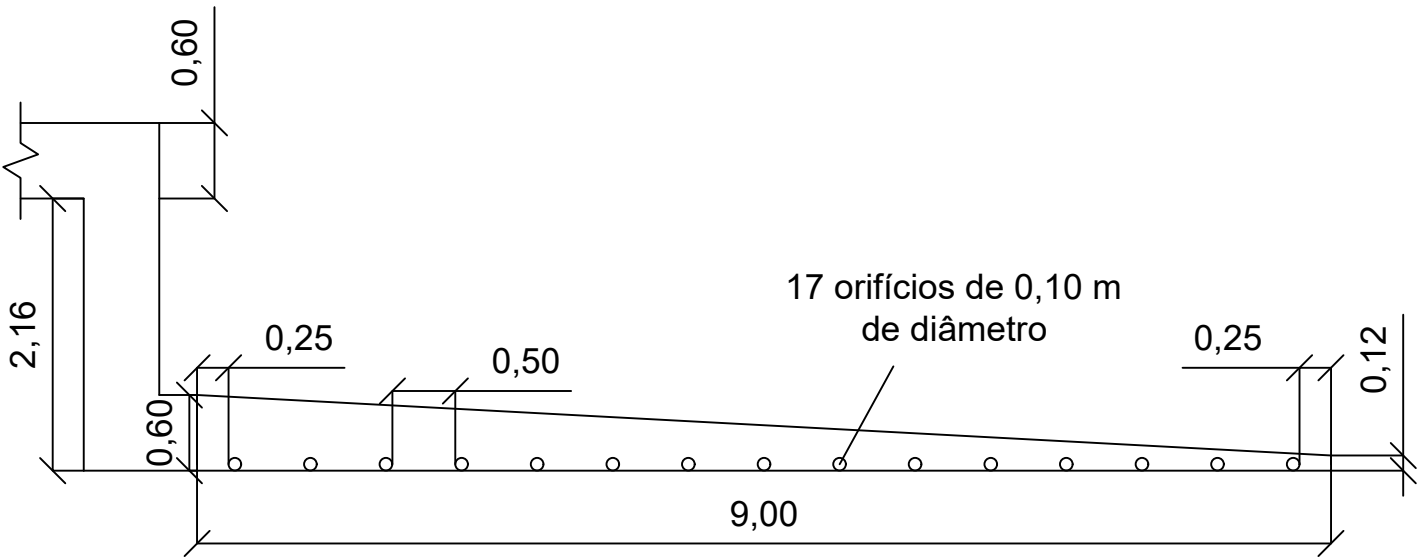
Detalhe dos poços de lodo
Escala: 1:30



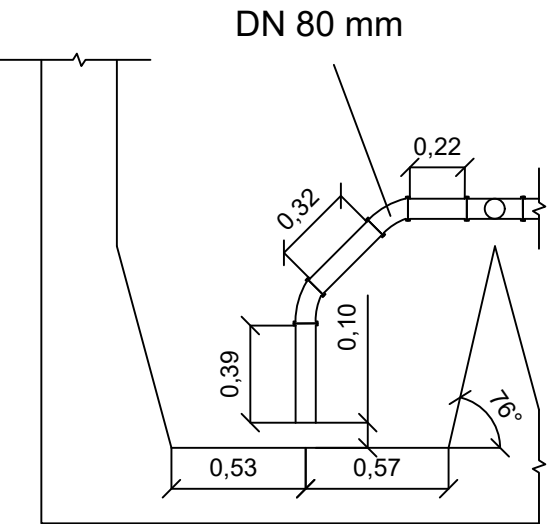
Corte transversal da calha de
coleta de água decantada
Escala: 1:6



Corte B-B
Escala: 1:60



Detalhe do tubo extrator de lodo
Escala: 1:30



Desenhos desenvolvidos para fins acadêmicos,
assim, está proibida a reprodução total ou
parcial dos desenhos para outros fins

Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos

Anexo 1
Projeto hidráulico básico (estudo preliminar) - estação de tratamento de água

Notas: - Dimensões em m;

Título do desenho: Plantas, cortes e detalhes da unidade de decantação

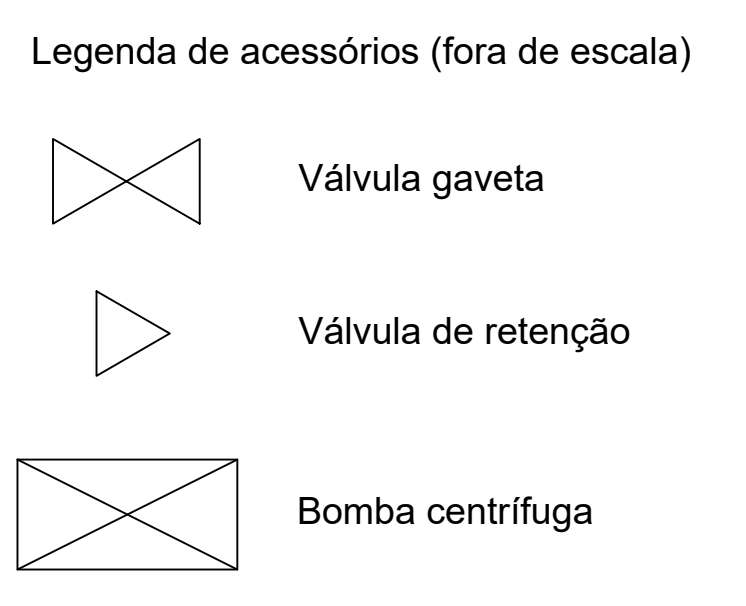
Data: 28/11/2022

Autor: Leonardo Vaz Galvão dos Santos 10311552

Folha: 05

Escala: indicada

Entrada de água decantada



Technical drawing of a mechanical part with dimensions: 0.03, 0.05, 0.05, 0.10, 90°, NA, and 0.43.

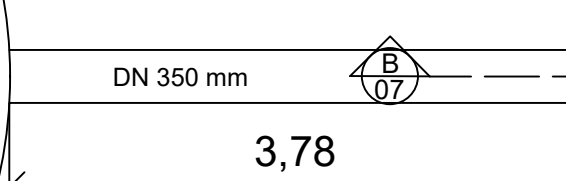
Figure 1 shows a U-shaped container with a width of 0.40 and a height of 0.43. The liquid level is indicated by a horizontal line at a height of 0.30 from the bottom. The text "N.A." is written above the liquid level.

Technical drawing of a sewerage system layout. The drawing shows a main sewer line (N.A.) with a slope of $i = 1,00\%$. A manhole is located on the right side of the main line. A branch line connects the main line to the manhole. The drawing includes the following dimensions:

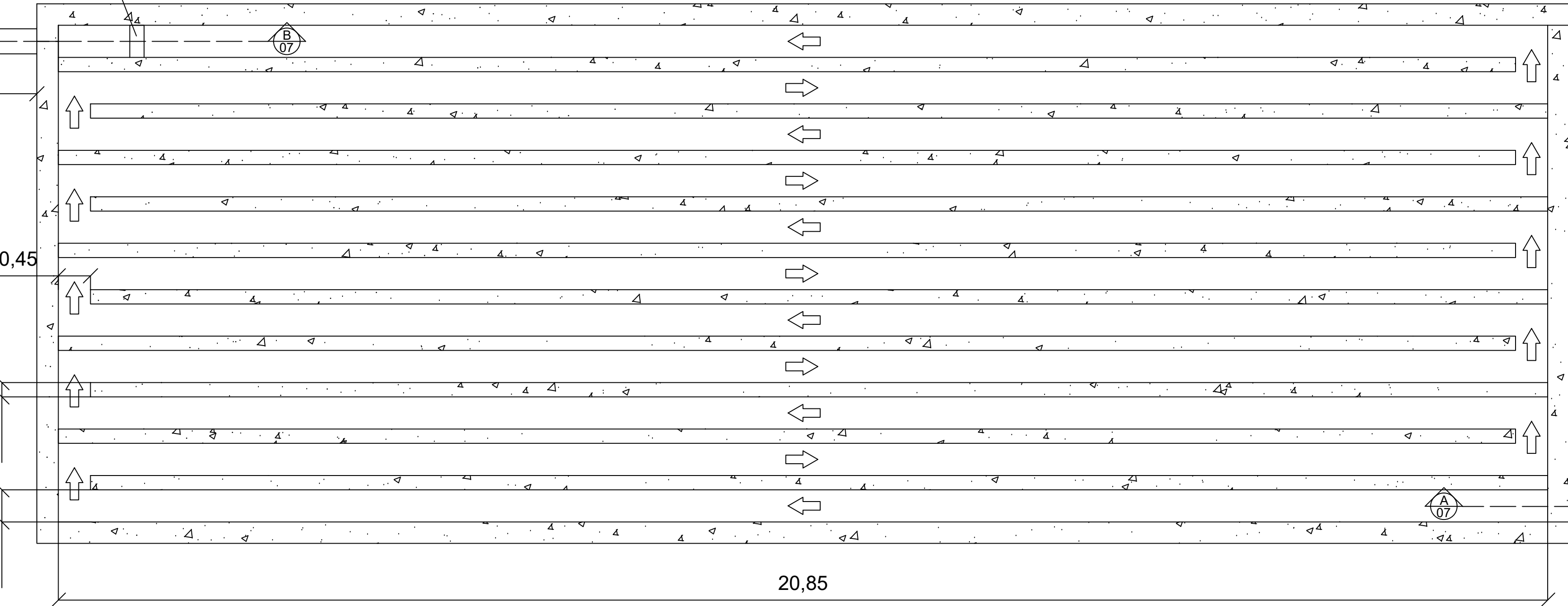
- Overall length: 6,40
- Manhole diameter: 0,20
- Branch line diameter: 0,20
- Manhole depth: 3,00
- Branch line depth: 0,50
- Manhole offset: 0,50
- Branch line offset: 0,50
- Manhole width: 1,50
- Branch line width: 0,25
- Manhole depth (total): 3,43
- Branch line depth (total): 1,30

Technical drawing of a drainage system layout. The drawing shows a rectangular room with overall dimensions of 6.40 (width) and 3.00 (depth). A drainage path is indicated by a line with arrows, starting from a point labeled 'N.A.' (Not Applicable) and flowing towards a vertical stack. The path includes a horizontal section with a slope of $i = 1,00\%$ and a vertical section with a height of 1.30. Other dimensions include 0.20, 0.45, 0.16, 0.25, and 3.43, which define the specific layout and offsets of the drainage components.

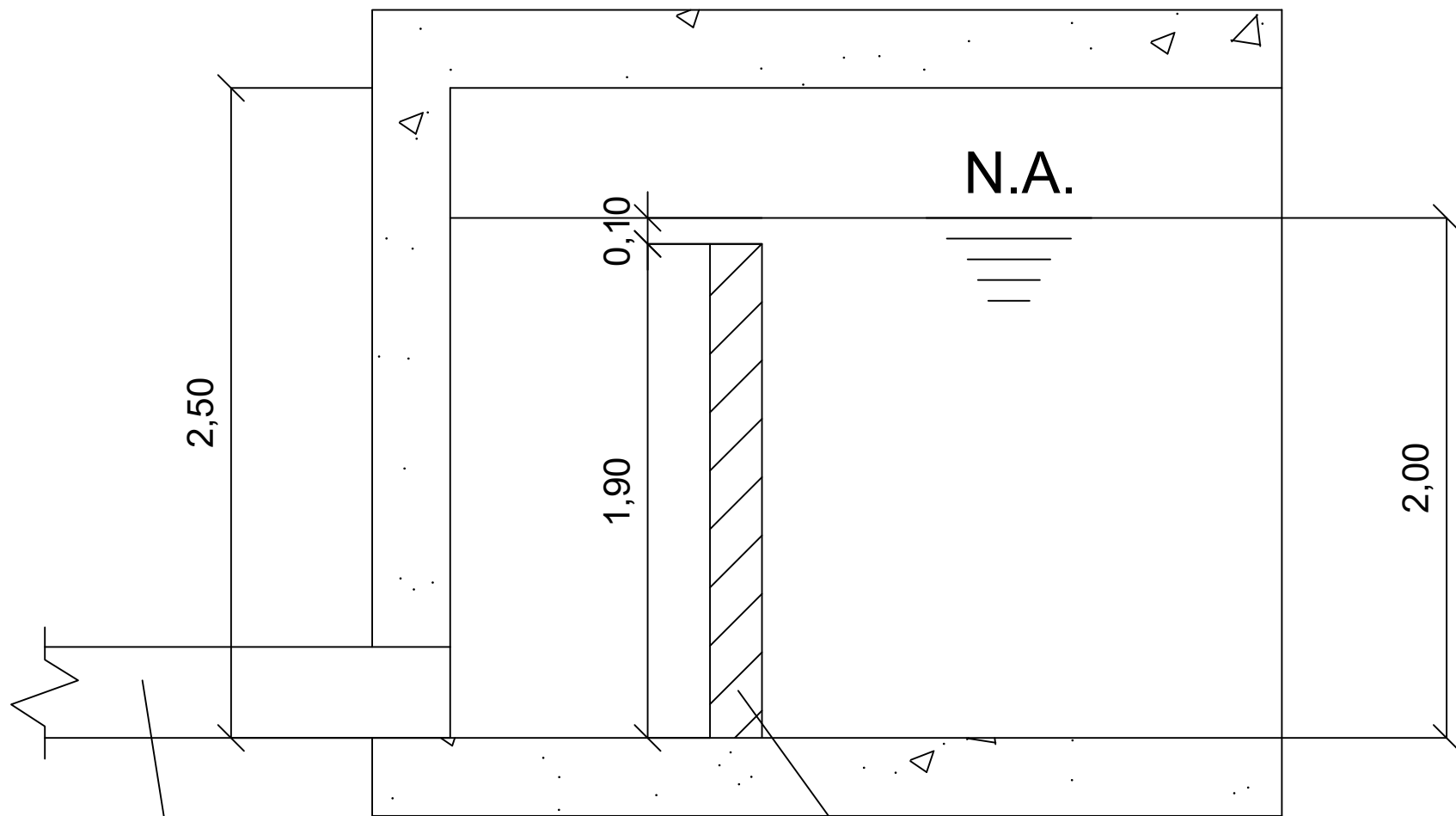
Desenhos desenvolvidos para fins acadêmicos,
assim, está proibida a reprodução total ou
parcial dos desenhos para outros fins



Vertedor de saída



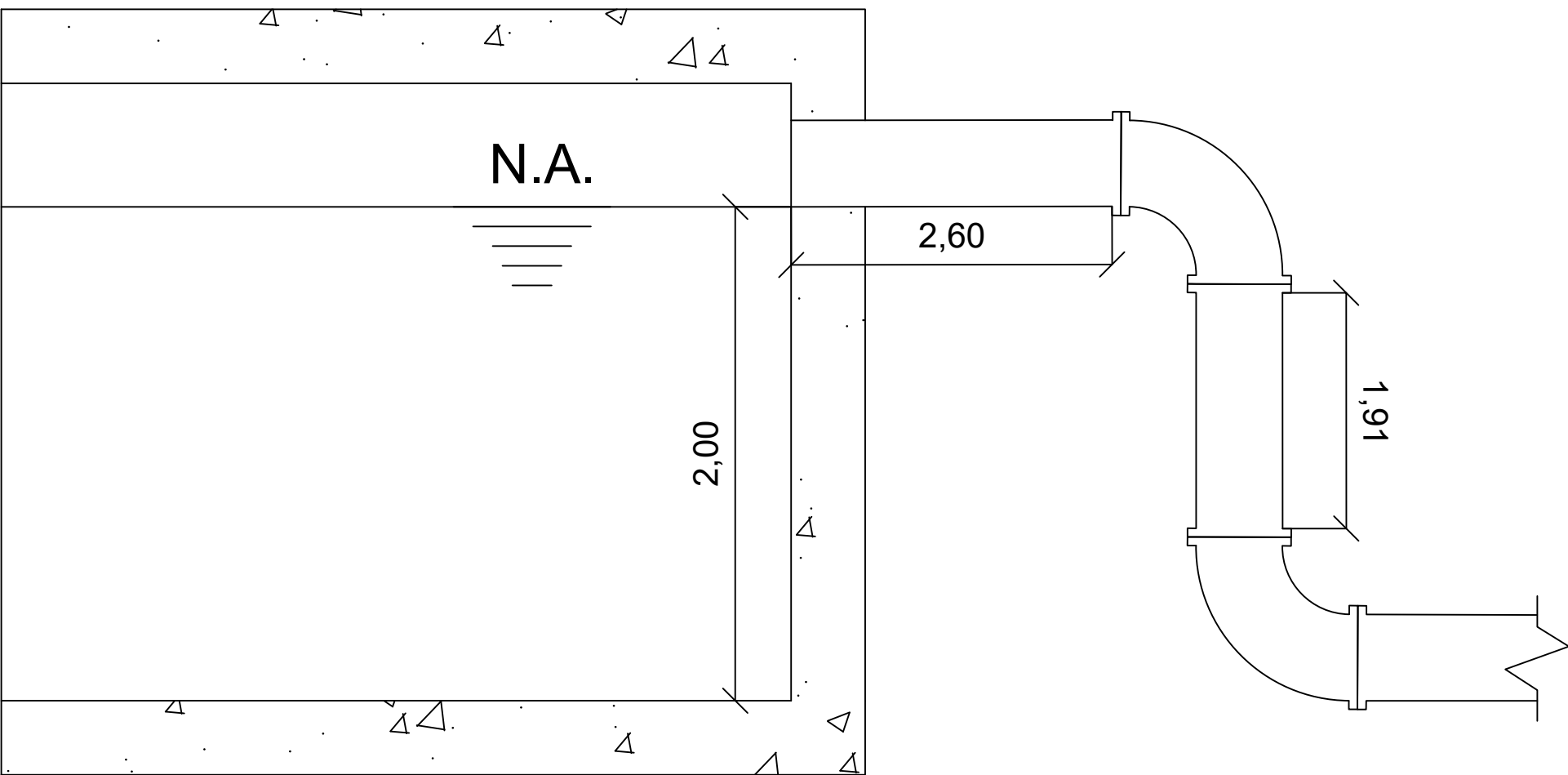
Corte B-B
Escala: 1:25



Tubulação para encaminhamento de água tratada ao reservatório final

Vertedor de saída

Corte A-A
Escala: 1:25



Desenhos desenvolvidos para fins acadêmicos, assim, está proibida a reprodução total ou parcial dos desenhos para outros fins

Universidade de São Paulo Escola de Engenharia de São Carlos	
Anexo 1 Projeto hidráulico básico (estudo preliminar) - estação de tratamento de água	
Notas:	- Dimensões em m;
Título do desenho: Planta baixa da unidade de desinfecção final, detalhes da entrada de água filtrado e do vertedor de saída da unidade	
Data: 28/11/2022	
Autor: Leonardo Vaz Galvão dos Santos 10311552	
Folha: 07	Escala: indicada