

Análisis de parámetros hidráulicos y modelación de la planta de tratamiento de agua potable de
Morrórico

Leonardo Andrés Rojas Quintero

Trabajo de Grado para Optar al Título de ingeniero civil

Director

Andrés Almeyda Ortiz

Magíster

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Ingeniería Civil

Bucaramanga

2024

Dedicatoria

A mi familia, amigos, compañeros de carrera y profesores, que a lo largo de la carrera de una u otra forma me apoyaron para conseguir este logro, pero principalmente a mi madre, padre y hermana, por ser los principales pilares de apoyo en mi vida y a quienes dedico este logro con todo mi corazón.

Agradecimientos

A la Universidad Industrial de Santander, su cuerpo administrativo y de profesores.

A mi director de proyecto, Andrés Almeyda Ortiz, por ser guía en el desarrollo de este proyecto.

A mi madre y a mi padre, por brindarme la oportunidad de estudiar en la UIS, siempre apoyándome económica y emocionalmente.

Tabla de Contenido

	Pág.
Introducción	12
1. Objetivos	13
1.1 Objetivo general	13
1.2 Objetivos específicos	13
2. Marco teórico	13
2.1 Planta de tratamiento de agua potable	13
2.1.1 Coagulación	14
2.1.2 Floculación	14
2.1.3 Sedimentación	15
2.1.4 Filtración	16
2.1.5 Desinfección	17
2.2 Revit	17
2.2.1 Ventajas de BIM	18
3. Metodología	18
3.1 Etapa I: Información	18
3.2 Etapa II: Modelado	19
3.3 Etapa III: Análisis	19
4. Resultados	19
4.1 Información	19

4.2 Modelado	20
4.3 Análisis	22
4.3.1 Aireación.....	22
4.3.2 Coagulación	23
4.3.3 Floculador hidráulico	27
4.3.4 Transición Canaleta Parshall y floculador	29
4.3.5 Sedimentador	32
4.3.6 Canal del floculador al sedimentador	34
4.3.7 Canal de sedimentador a filtros.....	35
4.3.8 Galería de filtros	36
4.3.9 Desinfección	43
5. Discusión.....	44
5.1 Coagulación	45
5.2 Floculador hidráulico	45
5.3 Sedimentador	46
5.4 Galería de filtros	47
5.5 Propuestas de diseño	47
5.5.1 Floculador mecánico	47
5.5.2 Sedimentador de alta tasa.....	52
6. Conclusiones.....	58
Referencias.....	61

Lista de Tablas

Tabla 1	<i>Parámetros de referencia de diseño de aireadores de cascada</i>	23
Tabla 2	<i>Dimensiones canaleta Parshall de ancho de garganta 0.45 m</i>	24
Tabla 3	<i>Parámetros de referencia de diseño de sedimentación</i>	32
Tabla 4	<i>Parámetros de referencia de diseño de filtración convencional</i>	37
Tabla 5	<i>Resumen de los parámetros hidráulicos calculados para cada zona de floculación</i>	51
Tabla 6	<i>Parámetros de referencia de diseño de sedimentador de alta tasa</i>	53

Lista de Figuras

Figura 1	<i>Esquemas de unidades de floculación</i>	15
Figura 2	<i>Tanque de sedimentación rectangular</i>	16
Figura 3	<i>Cámara de filtración por gravedad</i>	17
Figura 4	<i>Esquema con los procesos que componen la PTAP de Morrórico</i>	21

Lista de Apéndices

Apéndice A. Canaleta Parshall. Los apéndices están adjuntos.

Apéndice B. Floculador horizontal. Los apéndices están adjuntos.

Apéndice C. Floculador mecánico de eje vertical. Los apéndices están adjuntos.

Apéndice D. Sedimentador-Planta y Sedimentador-Cortes. Los apéndices están adjuntos.

Apéndice E. Sedimentador AT. Los apéndices están adjuntos.

Apéndice F. Filtros verticales. Los apéndices están adjuntos.

Apéndice G. Perfil Hidráulico. Los apéndices están adjuntos.

Glosario

Agua cruda: agua que no ha sido tratada y no es apta para consumo humano

Agua potable: agua que a pasado por un proceso de tratamiento

Carga superficial: volumen de agua que trata una unidad por cada metro cuadrado en planta en determinado espacio de tiempo, usualmente en $m^3/m^2/d$

Caudal: volumen de fluido que pasa por un punto en un tiempo determinado, usualmente en m/s o L/s

Cloro residual: cloro restante en el líquido después de realizar el proceso de desinfección

Floc: aglomeración de partículas que se forma durante el proceso de coagulación-floculación

Gradiente velocidad medio: velocidad relativa de las laminas de fluido, utilizada para medir la agitación media del liquido

Revit: software que emplea metodología BIM, utilizado para realizar modelos 3D

Tiempo de retención: tiempo que tarda una gota de agua en entrar y salir de la unidad que se estudia

Resumen

Título: Análisis de parámetros hidráulicos y modelación de la planta de tratamiento de agua potable de Morrórico*

Autor: Leonardo Andrés Rojas Quintero**

Palabras Clave: Diseño; Análisis; Modelado; Optimización.

Descripción: Esta investigación se centra en estudiar los parámetros hidráulicos de los procesos que conforman la Planta de Tratamiento de Agua Potable de Morrórico, ubicada en la ciudad de Bucaramanga. La PTAP fue construida en el año 1932, cuenta con 92 años en funcionamiento, por lo tanto, se encuentra desactualizada respecto a la normativa vigente, El objetivo principal es calcular los parámetros hidráulicos de los procesos que componen la planta y compararlos con lo establecido en la normativa vigente RAS Resolución 0330 de 2017. Además, se busca generar planos actualizados y modelos de la PTAP. Durante la ejecución del proyecto, se recopiló información detallada sobre la planta mediante visitas a las instalaciones y la revisión exhaustiva de los archivos existentes en la misma. Esta información fue crucial para obtener los parámetros hidráulicos de cada unidad y contrastarlos con los requisitos estipulados por la normativa vigente. En aquellos casos en los que se identificaron discrepancias, se procedió al diseño de nuevas unidades siguiendo las pautas actuales de la norma. Además, se empleó el software Revit para modelar las estructuras actuales y las propuestas de diseño, proporcionando así una herramienta integral para visualizar y evaluar las posibles mejoras en la planta.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Ingeniería Civil.
Director: Andrés Almeyda Ortiz. Magister.

Abstract

Title: Analysis of hydraulic parameters and modeling of the Morrорico water treatment plant *

Author(s): Leonardo Andrés Rojas Quintero **

Key Words: design; analysis; modeling; Optimize.

Description: This research focuses on studying the hydraulic parameters of the processes that make up the Morrорico Water Treatment Plant, located in the city of Bucaramanga. The PTAP was built in 1932, it has been in operation for 92 years, therefore, it is outdated in regard to current regulations. The main objective is to calculate the hydraulic parameters of the processes that make up the plant and compare them with what is established in the current regulations RAS Resolution 0330 of 2017. In addition, it seeks to generate updated blueprints and models of the PTAP. During project execution, detailed information about the plant was collected through site visits and exhaustive review of existing plant files. This information was crucial to obtain the hydraulic parameters of each unit and compare them with the requirements stipulated by current regulations. In those cases in which discrepancies are identified, new units were designed following the current guidelines of the standard. Additionally, Revit software was used to model the current structures and design proposals, thus providing a comprehensive tool to visualize and evaluate potential plant improvements.

* Degree Work

**Faculty of Physical and Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Civil Engineering. Director: Andrés Almeyda Ortiz. Magister.

Introducción

La planta de tratamiento de agua potable de Morrорico, ubicada en la ciudad de Bucaramanga al oriente de la carrera 33A entre la avenida Quebrada Seca y calle 32, entre las cotas topográficas 1050 y 1081 msnm, hace parte del sistema de producción de agua potable del Acueducto Metropolitano de Bucaramanga (A.M.B) y trata las aguas provenientes del río Tona. La PTAP fue construida en el año 1932 acorde a la regulación de su época, por lo tanto, se encuentra desactualizada respecto a el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS, resolución 330 de 2017, que es la normativa vigente. También se debe tener en cuenta que al igual que la normativa, los métodos de diseño y la teoría de los procesos de potabilización también han sido objeto de cambio.

¿Qué impacto significativo se genera al estudiar los parámetros hidráulicos de la planta de tratamiento de agua potable de Morrорico? Con el desarrollo del proyecto se obtiene un diagnóstico del estado de los procesos que componen la planta respecto a la norma RAS, resolución 0330 de 2017 y permite proponer soluciones para los procesos que se encuentran desactualizados respecto a la norma RAS o que utilizan metodologías de diseño obsoletas.

También se debe tener en cuenta que debido a la antigüedad de la PTAP algunos planos son muy antiguos o están desactualizados. Utilizando el software Revit se generan planos y modelos 3d actualizados, que permiten visualizar el estado actual de la planta y las propuestas de diseño para ajustarlo a la norma RAS.

1. Objetivos

1.1 Objetivo general

Modelar la planta de tratamiento de agua potable de Morrорico utilizando el software Revit y realizar la comparación de los parámetros hidráulicos con la resolución 330/2017.

1.2 Objetivos específicos

Realizar el levantamiento de las instalaciones de la planta de tratamiento de agua potable de Morrорico.

Calcular los parámetros hidráulicos de la PTAP y validar con respecto a la resolución 330/2017.

Elaborar los planos de planta con la distribución real y cortes transversales de los procesos de planta de tratamiento de agua potable de Morrорico y de los ajustes para cumplir con la resolución 330/2017.

Modelar en el software Revit la PTAP de Morrорico y su optimización a la resolución 330/2017.

2. Marco teórico

2.1 Planta de tratamiento de agua potable

Una planta de tratamiento de agua potable es un conjunto de estructuras que tienen como objetivo realizar un proceso de potabilización al agua, durante el proceso de potabilización se

utilizan operaciones de tipo físico, físico-químico y biológico, lo que permite separar el agua de los agentes que la contaminan y garantizar que el líquido es apto para consumo humano y para los diferentes usos domésticos e industriales sin riesgos. (Pulido y Carrillo, 2016).

A continuación, se describen los procesos principales que componen una planta de tratamiento de agua potable convencional y las unidades que se utilizan para realizar dichos procesos.

2.1.1 Coagulación

También conocido como mezcla rápida, en este proceso se utilizan estructuras hidráulicas o agitadores mecánicos para producir un punto de agitación máxima y obtener una distribución óptima de los agentes químicos en el caudal. En las estructuras hidráulicas se genera un resalto hidráulico con una Canaleta Parshall u otra estructura hidráulica, por el contrario, en los agitadores mecánicos se usan ejes de paletas que giran. Los principales parámetros de diseño para este proceso son el tiempo de mezcla y el gradiente de velocidad medio.

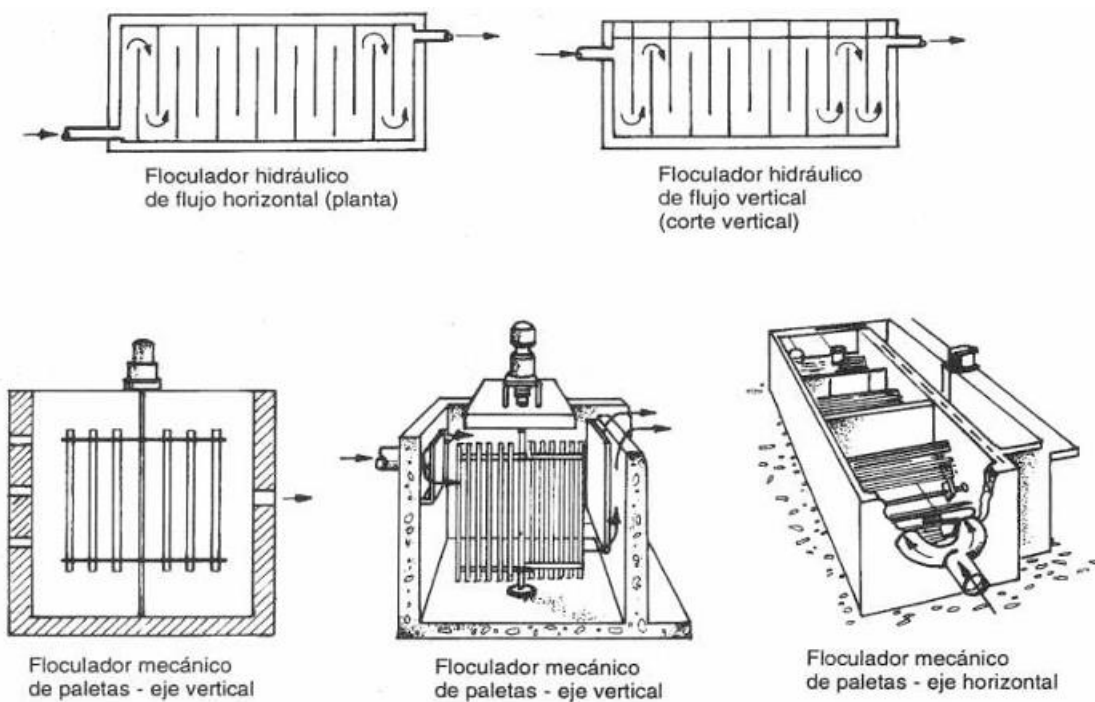
2.1.2 Flocculación

También conocido como mezcla lenta, este proceso se refiere a la aglomeración de las partículas formadas en el proceso de coagulación que le precede en partículas floculentas, que se realiza mediante unidades que fomentan una mezcla lenta que favorece las colisiones entre partículas y la formación de flocs. Este tipo de unidades puede ser hidráulicos o mecánicos, para las unidades hidráulicas se utilizan pantallas que cambian la dirección del flujo para realizar la mezcla lenta. En el caso de los floculadores mecánicos se utilizan fuentes de energía externa para

realizar la agitación necesaria para la mezcla lenta, siendo los más comunes los agitadores de ejes de paletas.

Figura 1

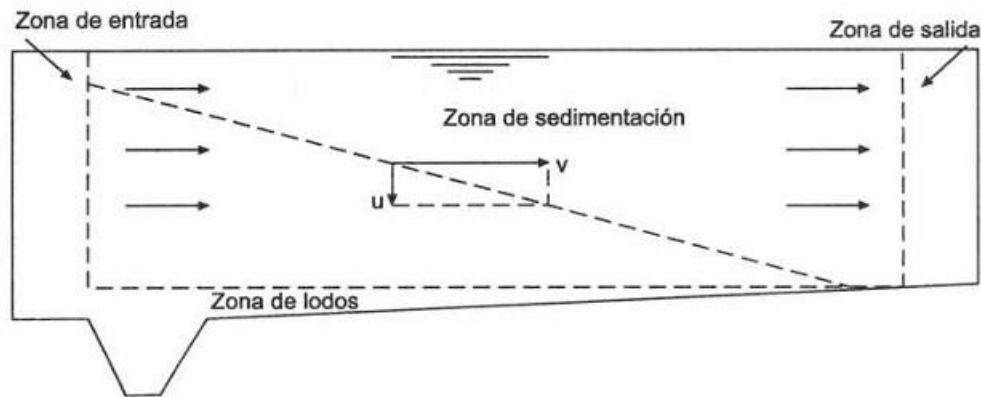
Esquemas de unidades de floculación



Nota. Esquemas de floculadores hidráulicos y mecánicos. Tomado de *Potabilización del agua* (p.82), por J.A. Rojas, 1999, Alfaomega

2.1.3 Sedimentación

También conocido como decantación, en este proceso se disminuye la velocidad del flujo para que las partículas más pesadas y los flocs que se generan en el proceso de coagulación-floculación sedimenten al fondo de la unidad y son separadas del agua clarificada.

Figura 2*Tanque de sedimentación rectangular*

Nota. Zonas hipotéticas en un tanque de sedimentación. Tomado de *Potabilización del agua* (p.125), por J.A. Rojas, 1999, Alfaomega

2.1.4 Filtración

En este proceso se realiza la remoción de los sólidos en suspensión que no pueden ser retirados mediante sedimentación debido a que son tamaños de partículas pequeños. Para el proceso de filtración el caudal pasa a través de medios filtrantes que retienen dichos sólidos en suspensión. Dependiendo de la dirección del flujo pueden ser por gravedad o de flujo ascendente. También es posible clasificarlos en función de su medio filtrante, pueden ser lechos simples o mixtos, los materiales más comunes empleados en los medios filtrantes son la arena y la antracita.

mantengan fieles a la representación del objeto real. Es importante resaltar como Revit permite agregar todo tipo de información sobre los elementos del proyecto a través de propiedades y parámetros.

2.2.1 Ventajas de BIM

La principal ventaja de utilizar software que trabajan metodología BIM, es la unificación de la información, tener toda la información en una sola base de datos permite mantener la actualizada la documentación del proyecto y minimiza la posibilidad de errores, también se ve beneficiada la cooperación entre agentes, la ejecución de un proyecto es un esfuerzo de profesionales de distintas áreas del conocimiento, la metodología BIM, permite unificar el esfuerzo y que cada profesional aporte desde su área del conocimiento. Otro aspecto importante por destacar es que la facilidad para navegar entre las distintas fases del proyecto permite identificar errores de manera anticipada. (Tur Carbó, 2014).

3. Metodología

El desarrollo de la investigación se divide en 3 etapas. A continuación, se explica el procedimiento seguido en cada una de ellas para obtener los resultados presentados.

3.1 Etapa I: Información

Se recopila la información referente a la planta con una visita técnica a las instalaciones de la PTAP. Se revisan los planos en los archivos de la planta y se entrevista a los operadores, con el

fin de establecer el caudal de operación, las tecnologías que componen el tren de procesos de potabilización y los planos de construcción, que permite establecer sí se debe realizar el levantamiento de las unidades y cuáles han sido modificadas.

3.2 Etapa II: Modelado

Con la información recopilada en la etapa anterior y utilizando el software Revit de Autodesk se generan los modelos 3D y los planos de los procesos que componen la planta de tratamiento.

3.3 Etapa III: Análisis

Se calcularon los parámetros hidráulicos de cada proceso y se hizo una comparación con lo establecido en el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS resolución 0330 de 2017 y en los casos que sea necesario se propone el diseño de estructuras actualizadas.

4. Resultados

4.1 Información

Se investigó la información que ofrece el Acueducto Metropolitano de Bucaramanga S.A. E.S.P. (amb) acerca de la PTAP de Morrорico, donde se identifica el caudal de operación de la planta 400 l/s y se establece que es de tipo convencional y cuenta con unidades de medición de caudal, mezcla rápida, floculación hidráulica, sedimentación, filtración y desinfección.

A continuación, se realizó una visita a las instalaciones de la planta y la sala de archivos, para identificar la infraestructura y recopilar información sobre el tipo de funcionamiento de cada unidad. En los archivos se encuentran planos de la galería de filtros y la canaleta Parshall, los cuales son escaneados, y se logra establecer que la canaleta Parshall de ancho de garganta de 0.45 m funge como aforador y mezcla rápida por agitación hidráulica y el tipo de filtro es de carga constante. De la visita realizada a las instalaciones de la PTAP también se obtienen planos en AutoCad utilizados en proyectos de remodelación ejecutados anteriormente donde se identifica que el tipo de floculador hidráulico es de flujo horizontal, dos unidades de sedimentación convencional de flujo horizontal y la galería de filtros de tipo carga constante. El proceso de desinfección consta de dos partes, al inicio del proceso de potabilización se realiza pre-cloración para evitar la formación de algas en las unidades, y post-cloración, que se realiza después del proceso de filtración, directamente en el tanque de almacenamiento con cloro gaseoso.

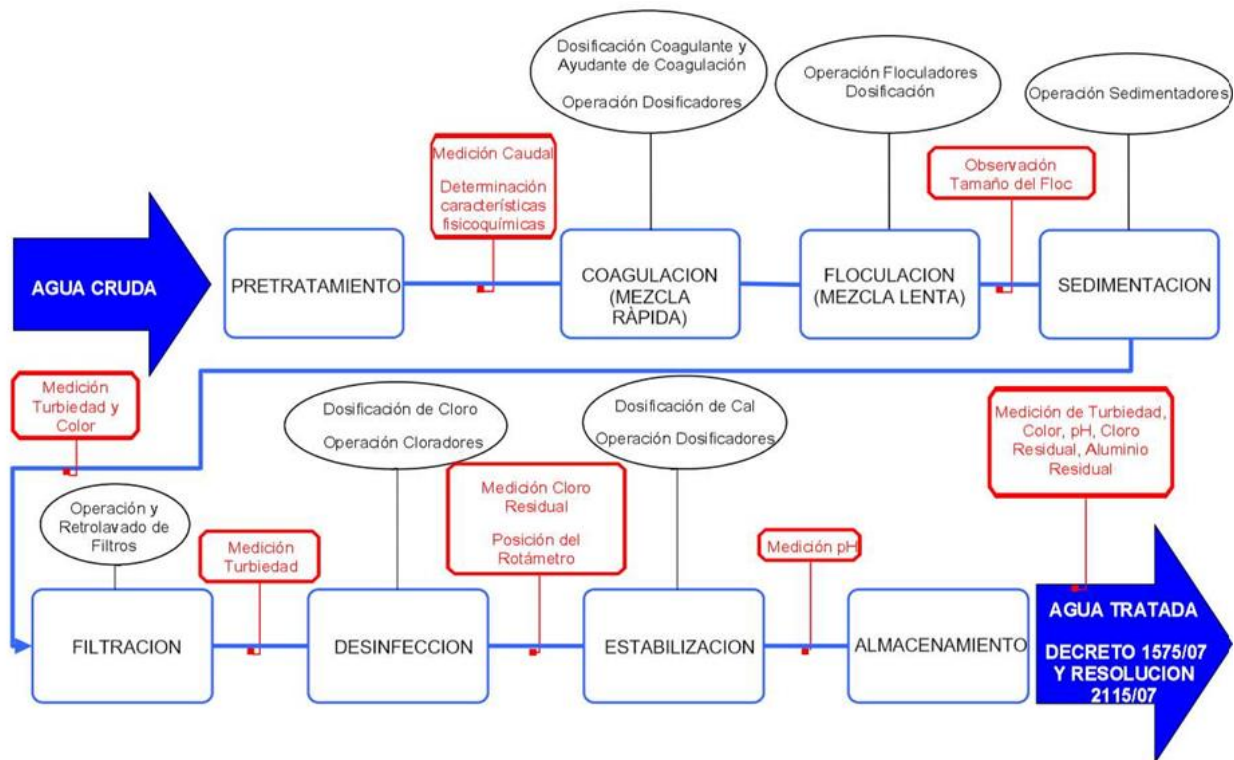
4.2 Modelado

Con la información obtenida se identifican las unidades que componen el tren de procesos de potabilización actualmente y los cambios necesarios para cumplir con el RAS resolución 0330 de 2017, y así realizar los planos, cortes y modelos utilizando el software Revit.

El proceso de potabilización inicia con la cascada de aireación y la canaleta Parshall que se encargan de aireación, aforo de caudal y mezcla rápida, en el Apéndice A se encuentran planos de planta, corte y modelo.

Figura 4

Esquema con los procesos que componen la PTAP de Morrорico



Nota. Tomado de PTR 701-006MR Procedimiento de operación y potabilización PTAP Morrорico, Acueducto metropolitano de Bucaramanga, 2022

Para el proceso de mezcla lenta se identifica un floculador hidráulico con ancho de canal constante, como se observa en el Apéndice B. Para la actualización se diseñan dos floculadores mecánicos de eje vertical, en el Apéndice C.

Para el proceso de sedimentación actualmente se cuenta con dos sedimentadores convencionales de flujo horizontal, en el Apéndice D, para la actualización se diseñan dos sedimentadores de alta tasa con módulos tipo colmena, en el Apéndice E.

Para el proceso de filtración se encuentra funcionando una galería de filtros compuesta por 2 cámaras de 3.96 m x 7 m y 5 cámaras de 5.18 m x 7 m, para un total de 7 cámaras con profundidad de 2.5 m, en el Apéndice F.

En la Figura 4 se observa un esquema que permite visualizar el funcionamiento de la PTAP y cada uno de sus procesos.

4.3 Análisis

Los resultados de la etapa de análisis se presentan dividiendo la sección para cada proceso y sus canales de aproximación.

4.3.1 Aireación

Este proceso se realiza con una cascada de aireación formada por 4 escalones, como se observa en el Apéndice A. Se calcula la carga hidráulica sobre el vertedero y comparan los requerimientos de la Tabla 1 con los planos de la cascada en el Apéndice A.

$$C = \frac{34560 \frac{m^3}{d}}{6.05 m} \quad (1)$$

$$C = 5712.40 \frac{m^3}{d} \quad (1.1)$$

Como se observa en la ecuación 1.1 la unidad de aireación que se encuentra actualmente cumple con los requerimientos del RAS resolución 0330 de 2017 y no requiere ser actualizada.

Tabla 1*Parámetros de referencia de diseño de aireadores de cascada*

Parámetro	Valor
Carga hidráulica	1200 - 6200 m ³ /m/d
Altura total	1,8 - 5,0 m
Altura del escalón	0,30 - 0,40 m
Longitud del escalón	0,30 - 0,50 m
Número de escalones	4 - 10

Nota. Tomada de RAS Resolución 0330 de 2017 pág. 67

4.3.2 Coagulación

Se realiza con agitación hidráulica a través de un resalto hidráulico producido con una canaleta Parshall de ancho de garganta de 0.45 m. Según lo establecido en el RAS los parámetros a tener en cuenta son el gradiente de velocidad medio, que debe estar entre 1000 s⁻¹ y 2000 s⁻¹ y el tiempo de mezcla debe ser inferior a un segundo.

Teniendo en cuenta las medidas de la tabla 2, las cuales son estándar, partiendo desde la ecuación de caudal para una canaleta Parshall de ancho de garganta de 0.45 m, con la que se calcula la altura de agua (Ha) en la zona de aforo.

$$Q = 1.056 Ha^{1.538} \quad (2)$$

$$Ha = 0.53 m \quad (2.1)$$

Tabla 2*Dimensiones canaleta Parshall de ancho de garganta 0.45 m*

W [m]	0,457	E [m]	0,915
A [m]	1,449	F [m]	0,61
B [m]	1,42	G [m]	0,915
C [m]	0,762	K [m]	0,076
D [m]	1,026	N [m]	0,229

Nota. Las dimensiones de dicha canaleta son estándar, por lo tanto, son iguales en todas las fuentes

Se utilizan las ecuaciones de la geometría de la canaleta para calcular el ancho de sección (W_a) y la velocidad (V_a) en la zona de aforo.

$$W_a = \frac{2}{3}(D - W) + W \quad (3)$$

$$W_a = 0.83 \text{ m} \quad (3.1)$$

$$V_a = \frac{Q}{W_a * H_a} = \frac{0.4}{0.83 * 0.53} \quad (4)$$

$$V_a = 0.89 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (4.1)$$

Luego se calcula la energía en la zona de aforo.

$$E_a = \frac{V_a^2}{2g} + H_a + N \quad (5)$$

$$E_a = 0.80 \text{ m} \quad (5.1)$$

La siguiente zona es en la garganta de la canaleta antes del resalto, se asume que no hay pérdidas de energía entre la zona de aforo y antes del resalto, por lo tanto, se iguala la energía en

estos dos puntos, teniendo en cuenta que se puede expresar la velocidad en la garganta en función del caudal y la sección transversal, se expresa la ecuación en función de H_2 y se iguala a 0, para resolverla hallando las raíces y tomando el valor positivo más bajo que representaría el valor supercrítico, luego se calcula la velocidad en la garganta.

$$Ea = E_2 = \frac{V_2^2}{2g} + H_2 \quad (6)$$

$$E_2 = \frac{Q^2}{2gw^2H_2^2} + H_2 \quad (7)$$

$$2w^2gH_2^3 - 2E_2w^2gH_2^2 + Q^2 = 0 \quad (8)$$

$$H_2 = 0.28 \text{ m} \quad (8.1)$$

$$V_2 = \frac{Q}{W * H_2} = \frac{0.4}{0.45 * 0.28} \quad (9)$$

$$V_2 = 3.09 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (9.1)$$

Se calcula el número de Froude en la garganta.

$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g * H_2}} = \frac{3.09}{\sqrt{9.81 * 0.28}} \quad (10)$$

$$F_2 = 1.85 \quad (10.1)$$

Se procede a la sección del resalto, donde se calcula la altura del resalto con la ecuación en función del número de Froude, que permite calcular la velocidad en la garganta.

$$H_3 = \frac{H_2}{2} [(1 + 8F_2^2)^{0.5} - 1] \quad (11)$$

$$H_3 = \frac{H_2}{2} [(1 + 8(1.85)^2)^{0.5} - 1] \quad (11.1)$$

$$H_3 = 0.64 \text{ m} \quad (11.2)$$

$$V_3 = \frac{Q}{W * H_3} = \frac{0.4}{0.45 * 0.64} \quad (12)$$

$$V_3 = 1.36 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (12.1)$$

En la sección 4, en la zona de divergencia, se calcula altura, velocidad y energía.

$$H_4 = H_3 - (N - K) \quad (13)$$

$$H_4 = 0.48 \text{ m} \quad (13.1)$$

$$V_4 = \frac{Q}{C * H_4} = \frac{0.4}{0.762 * 0.48} \quad (14)$$

$$V_4 = 1.07 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (14.1)$$

$$E_4 = \frac{V_4^2}{2g} + H_4 \quad (15)$$

$$E_4 = 0.55 \text{ m} \quad (15.1)$$

Se calcula la pérdida de carga y el tiempo de mezcla, con estos datos se calcula el gradiente.

$$hp = H_a + K - H_4 \quad (16)$$

$$hp = 0.1019 \text{ m} \quad (16.1)$$

$$T = \frac{2G}{V_3 + V_4} \quad (17)$$

$$T = 0.74 \text{ s} \quad (17.1)$$

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} * \sqrt{\frac{hp}{T}} \quad (18)$$

$$G = 1206.8 \text{ s}^{-1} \quad (18.1)$$

4.3.3 Floculador hidráulico

Según lo establecido en el RAS resolución 0330 de 2017, las plantas con caudales superiores a 250 l/s deben tener floculación mecánica, la unidad debe tener por lo menos 3 zonas de floculación con gradientes entre 70 s^{-1} y 10 s^{-1} con un promedio de gradiente de 40 s^{-1} y un tiempo de retención de 20 a 40 minutos. Teniendo en cuenta que el caudal de operación de la planta es de 400 l/s se realizó una revisión de los parámetros.

De los planos en el Apéndice B, se determinaron las dimensiones y la distribución del floculador que se encuentra funcionando actualmente, resaltando que el ancho de los canales permanece constante a lo largo de la unidad, y que debe operar con un caudal de 400 l/s, luego con el volumen se calcula el tiempo de retención, y con el caudal y el área de sección transversal se calcula la velocidad de flujo.

$$V = B * L * H \quad (19)$$

$$V = 158.72 \text{ m}^3 \quad (19.1)$$

$$Tr = \frac{V}{Q} \quad (20)$$

$$Tr = 396,8 \text{ s} = 6.61 \text{ min} \quad (20.1)$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad (21)$$

$$V = 0.34 \frac{m}{s} \quad (21.1)$$

Se calcularon las pérdidas, que en el caso del floculador hidráulico se producen por fricción mientras el agua recorre los canales y en los cambios de dirección que hace el agua al rodear las pantallas. Para las pérdidas por fricción se observa que son 14 tramos de canal de 5.73 metros donde hay pérdidas por fricción.

$$hf = \frac{(n * V)^2 * L}{R^{\frac{3}{4}}} \quad (22)$$

donde:

n = coeficiente de rugosidad de Manning

V = velocidad de flujo en m/s

R = radio hidráulico de los canales en m

L = longitud de canales en m

El radio hidráulico se calcula dividiendo el área mojada entre el perímetro mojado.

$$R = \frac{0.8 * 1.49}{2 * 0.8 + 1.49} \quad (23)$$

$$R = 0.38 \text{ m} \quad (23.1)$$

$$hf = \frac{(0.014 * 0.34)^2 * 80.22}{0.38^{\frac{3}{4}}} \quad (22.1)$$

$$hf = 0.0063 \text{ m} \quad (22.2)$$

Las pérdidas en los cambios de dirección.

$$h = K \frac{(N - 1)V^2}{2g} \quad (24)$$

K = coeficiente de pérdida de carga

N = Numero de canales en el floculador

$$h = 3 \frac{(14 - 1) * 0.34^2}{2(9.81)} \quad (24.1)$$

$$h = 0.22 \text{ m} \quad (24.2)$$

Se suman las pérdidas de carga por fricción y por cambios de dirección, lo que nos permite calcular el gradiente de velocidad de la unidad.

$$H = hf + h \quad (25)$$

$$H = 0.2301 \text{ m} \quad (25.1)$$

$$G = \sqrt{\frac{g}{\mu}} * \sqrt{\frac{H}{Tr}} \quad (26)$$

$$G = \sqrt{\frac{9.81}{0.896 * 10^{-6}}} * \sqrt{\frac{0.23}{396.8}} \quad (26.1)$$

$$G = 78.67 \text{ s}^{-1} \quad (26.2)$$

4.3.4 Transición Canaleta Parshall y floculador

Se calcula el gradiente del orificio por el que baja el agua al canal de aproximación del floculador, en el Apéndice A y se observa que es un orificio de 0.5 m de diámetro.

$$R = \frac{D}{4} = \frac{0.5 \text{ m}}{4} = 0.125 \text{ m} \quad (27)$$

$$V = \frac{0.4 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi * \frac{0.5^2}{4}} = 2.04 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (28)$$

$$V = \frac{0.4 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi * \frac{0.5^2}{4}} = 2.04 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (28.1)$$

Se utiliza la formula de gradiente y se reemplazan los valores calculados.

$$G = \sqrt{\frac{fV^3}{8\nu R}} \quad (29)$$

Donde:

f = coeficiente que puede variar entre 0.02 y 0.04

ν = Viscosidad cinemática m^2/s

V=Velocidad de flujo en los orificios m/s

R = Radio hidráulico m

$$G = \sqrt{\frac{0.03 * \left(2.04 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^3}{8 * \left(0.893 * 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}\right) * 0.125 \text{ m}}} \quad (29.1)$$

$$G = 532,94 \text{ s}^{-1} \quad (29.2)$$

Se calculan las condiciones de flujo y el gradiente del canal de aproximación, como se observa en el Apéndice C con un ancho de canal de 2.05 metros y 0.1% de pendiente y 7 metros de largo.

$$Q = \frac{\left(\frac{B * y}{B + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * s^{0.5} * B * y}{n} \quad (30)$$

$$0.4 = \frac{\left(\frac{2.05 * y}{2.05 + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.001^{0.5} * 2.05 * y}{0.013} \quad (30.1)$$

$$y = 0.24 \text{ m} \quad (30.2)$$

$$V = \frac{0.4 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{2.05 \text{ m} * 0.24 \text{ m}} = 0.82 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (31)$$

$$G = n \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} R^{-0.67} v^{1.5} \quad (32)$$

$$G = 0.013 \sqrt{\frac{999 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3}}{1.14 * 10^{-4} \frac{\text{Kgf} * \text{s}}{\text{m}^2}}} 0.19^{-0.67} 0.82^{1.5} \quad (32.1)$$

$$G = 84.98 \text{ s}^{-1} \quad (32.2)$$

De la ecuación 29 y la ecuación 32 se observa que el gradiente disminuye de manera progresiva al acercarse al floculador.

4.3.5 Sedimentador

De la tabla 3 se identifican los parámetros a tener en cuenta, la carga superficial, la velocidad de flujo y el tiempo de retención, se calculan para comprobar si se encuentra dentro de los rangos aceptables.

Tabla 3

Parámetros de referencia de diseño de sedimentación

Tipo de sedimentador	Carga superficial (m³/m²/d)	Tiempo de retención hidráulica (h)	Velocidad de flujo (cm/s)
Flujo horizontal	15-30	2 - 4	< 1
Flujo vertical	20 – 30 (máx. 60)	2 - 4	< 1
Manto de lodos	20 – 120	1,0 – 1,5	2,15 - 5

Nota. Tomado de RAS Resolución 0330 de 2017 pag. 68

Se calcula la carga superficial, teniendo en cuenta que el caudal se reparte equitativamente entre las dos unidades y se toma el área superficial de la unidad del modelo de Revit.

$$CS = \frac{Q}{A} \quad (48)$$

$$Q = 0.2 \frac{m^3}{s} = 17280 \frac{m^3}{d} \quad (49)$$

$$A = 863.63 m^2 \quad (50)$$

$$CS = \frac{17280 \frac{m^3}{d}}{863.63 m^2} \quad (48.1)$$

$$CS = 20 \frac{\frac{m^3}{d}}{m^2} \quad (48.2)$$

Teniendo en cuenta que el área de sección transversal donde se produce el flujo va cambiando durante el trayecto, se utiliza el modelo de Revit para calcular el área transversal en una sección en cada uno de los 3 canales que forman las pantallas de la unidad de sedimentación.

$$V = \frac{Q}{A} \quad (51)$$

$$V_1 = \frac{0.2 \frac{m^3}{s}}{33.588 m^2} \quad (52)$$

$$V_1 = 0.005 \frac{m}{s} = 0.59 \frac{cm}{s} \quad (52.1)$$

$$V_2 = \frac{0.2 \frac{m^3}{s}}{37.338 m^2} \quad (53)$$

$$V_2 = 0.005 \frac{m}{s} = 0.53 \frac{cm}{s} \quad (53.1)$$

$$V_3 = \frac{0.2 \frac{m^3}{s}}{26.248 m^2} \quad (54)$$

$$V_3 = 0.007 \frac{m}{s} = 0.76 \frac{cm}{s} \quad (54.1)$$

Con el modelo en Revit se calcula el volumen de la unidad, lo que nos permite calcular el tiempo de retención.

$$Tr = \frac{V}{Q} \quad (55)$$

$$Tr = \frac{2168.21 \text{ m}^3}{0.2 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} \quad (55.1)$$

$$Tr = 10841.05 \text{ s} = 3.01 \text{ horas} \quad (55.2)$$

4.3.6 Canal del floculador al sedimentador

Se calculan las condiciones de flujo y el gradiente del canal de aproximación, como se observa en el Apéndice E con un ancho de canal de 1.47 metros, 0.01% de pendiente y 10.1 metros hasta las compuertas que reparten el caudal de manera equitativa a cada unidad.

$$Q = \frac{\left(\frac{B * y}{B + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * s^{0.5} * B * y}{n} \quad (56)$$

$$0.4 = \frac{\left(\frac{1.47 * y}{1.47 + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.0001^{0.5} * 1.47 * y}{0.013} \quad (56.1)$$

$$y = 0.7 \text{ m} \quad (56.2)$$

$$V = \frac{0.4 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1.47 \text{ m} * 0.7 \text{ m}} = 0.39 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (57)$$

$$G = n \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} R^{-0.67} v^{1.5} \quad (58)$$

$$G = 0.013 \sqrt{\frac{999 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3}}{1.14 * 10^{-4} \frac{\text{Kgf} * \text{s}}{\text{m}^2}}} 0.36^{-0.67} 0.39^{1.5} \quad (58.1)$$

$$G = 18.51 \text{ s}^{-1} \quad (58.2)$$

Se calcula el gradiente de las compuertas que reparten el caudal a cada unidad, que tienen 1.25 m de ancho y 0.6 m de alto.

$$R = \frac{B * Y}{B + 2Y} = \frac{1.25 * 0.6}{1.25 + 2(0.6)} = 0.31 \text{ m} \quad (59)$$

$$V = \frac{0.2 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.75 \text{ m}^2} = 0.27 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (60)$$

$$G = \sqrt{\frac{0.03 * \left(0.27 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^3}{8 * \left(0.893 * 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}\right) * 0.31 \text{ m}}} \quad (61)$$

$$G = 16.12 \text{ s}^{-1} \quad (61.1)$$

Como se observa en la ecuación 58 y ecuación 61, el gradiente en el canal y en las compuertas es menor al gradiente de la última cámara de floculación para evitar la ruptura del floc.

4.3.7 Canal de sedimentador a filtros

Se calculan las condiciones de flujo para el canal de entrega de agua sedimentada a los filtros, que tiene 23.3 metros de longitud, 0.6 metros de ancho de canal y pendiente de 0.8%.

$$Q = \frac{\left(\frac{B * y}{B + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{0.5} * B * y}{n} \quad (77)$$

$$0.4 = \frac{\left(\frac{0.6 * y}{0.6 + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.008^{0.5} * 0.6 * y}{0.013} \quad (77.1)$$

$$y = 0.33 \text{ m} \quad (77.2)$$

$$V = \frac{0.4 \frac{m^3}{s}}{0.6 m * 0.33 m} = 2.01 \frac{m}{s} \quad (78)$$

4.3.8 Galería de filtros

De los planos obtenidos se identifican 7 unidades de filtración, 5 de estas con 5.18 m de ancho y 2 con 3.96 m de ancho, todas las unidades tienen el mismo largo, 7 metros. De la visita a la planta se identifica el medio filtrante, compuesto por 3 capas de 0.2 m cada una, de antracita, arena y grava, soportado por placas porosas de 3.2 cm de espesor sobre viguetas de soporte. El filtro es de tasa constante y a medida que los filtros se encuentran en funcionamiento el medio filtrante se colmata lo que aumenta la pérdida de carga en el filtro, para el lavado.

del medio filtrante se invierte el flujo, con un caudal de 300 L/s durante unos 10 minutos y se recoge el agua con canaletas de lavado que están ubicadas a 1 metro sobre el medio filtrante y con 2% de pendiente. Se calcula la tasa de filtración de la galería de filtros.

$$A_{f_1} = 5 * (5.18 m * 7 m) \quad (79)$$

$$A_{f_1} = 181.3 m^2 \quad (79.1)$$

$$A_{f_2} = 2 * (3.96 m * 7 m) \quad (80)$$

$$A_{f_2} = 55.44 m^2 \quad (80.1)$$

$$A_{f_t} = 181.3 m^2 + 55.44 m^2 \quad (81)$$

$$A_{f_t} = 236.74 m^2 \quad (81.1)$$

$$CS = \frac{Q}{\sum Af} = \frac{34560 \frac{m^3}{d}}{236.74 m^2} \quad (82)$$

$$CS = 145.98 \frac{m^3}{m^2 d} \quad (82.1)$$

Tabla 4

Parámetros de referencia de diseño de filtración convencional

Parámetro	Filtración lenta con lecho simple	Filtración rápida con lecho simple	Filtración rápida con lecho mixto
Tasa de filtración (m ³ /m ² /d)	7 - 14	<120	180 - 350
Profundidad del medio (m)	0,8 - 1,0	0,6 - 0,9	Antracita: 0,4 - 0,6 Arena: 0,15 - 0,3

Nota. Tomado de RAS Resolución 0330 de 2017 pag. 70

Se establecen las características del lecho de antracita y de arena. El tamaño efectivo para lecho de antracita varía entre 0.9 a 1.4 mm y para arena 0.45 a 0.55 mm, el coeficiente de uniformidad para antracita de 1,4 a 1,6 y para arena varia de 1.5 a 1.7. Se calcula la velocidad de arrastre para arena y antracita.

$$V_{ta} = 10D_{60} \quad (83)$$

$$V_{tan} = 4.7D_{60} \quad (84)$$

Donde:

V_t = Velocidad de arrastre, m/min

D_{60} = Producto del tamaño efectivo por el coeficiente de uniformidad, mm

$$V_{t a} = 10 * 0.46 * 1.54 \quad (85)$$

$$V_{t a} = 7.08 \frac{m}{min} \quad (85.1)$$

$$V_{t an} = 4.7 * 0.9 * 1.54 \quad (86)$$

$$V_{t an} = 6.51 \frac{m}{min} \quad (86.1)$$

Siendo los resultados de la ecuación 85 y ecuación 86, la velocidad máxima para lavado sin que se pierda el medio filtrante durante el proceso.

La velocidad de lavado para que se produzca la fluidización del medio está determinada por:

$$V_b \geq V_t e^{4.5} \quad (87)$$

Donde:

V_b = Velocidad del agua de lavado, m/min

V_t = Velocidad de asentamiento de las partículas del medio m/min

e = Porosidad del medio, aproximadamente 0.45 para arena y 0.5 para antracita

$$V_{b a} \geq 7.08 * 0.45^{4.5} \quad (88)$$

$$V_{b a} \geq 0.19 \frac{m}{min} \quad (88.1)$$

$$V_{b an} \geq 6.51 * 0.5^{4.5} \quad (89)$$

$$V_{b an} \geq 0.29 \frac{m}{min} \quad (89.1)$$

Siendo los resultados de la ecuación 88 y la ecuación 89, la velocidad ascensional mínima para que se produzca fluidización del medio filtrante.

Se calcula la velocidad ascensional durante el lavado en ambos tipos de filtro, siendo el filtro tipo 1 de 3.96 metros de ancho y el filtro tipo 2 de 5.18 metros de ancho.

$$V_{f1} = \frac{0.3 \frac{m^3}{s}}{27.72 m^2} \quad (90)$$

$$V_{f1} = 0.0108 \frac{m}{s} = 0.65 \frac{m}{min} \quad (90.1)$$

$$V_{f2} = \frac{0.3 \frac{m^3}{s}}{36.26 m^2} \quad (91)$$

$$V_{f2} = 0.0083 \frac{m}{s} = 0.50 \frac{m}{min} \quad (91.1)$$

Se comparan las velocidades obtenidas para ambos tipos de filtro con los límites obtenidos anteriormente, para los límites superiores obtenidos de la ecuación 85 y la ecuación 86, se tiene que las velocidades calculadas en la ecuación 90 y ecuación 91 son inferiores al límite, por lo tanto, cumple. Para los límites inferiores calculados en la ecuación 88 y la ecuación 89, se tiene que las velocidades calculadas en la ecuación 90 y la ecuación 91 son superiores al límite, por lo tanto, también cumple.

El párrafo 1 del artículo 114 del RAS, resolución 0330 de 2017, establece que el número mínimo de unidades cuando el lavado se realiza con fuente externa es 3, que para este caso la galería cuenta con 7 unidades, y la velocidad ascensional no menor a 0.6 m/min, en este caso el filtro tipo 1 cumple, con una velocidad de 0.65 m/min, calculada en la ecuación 90, pero el filtro

tipo 2 no cumple, con una velocidad de 0.5 m/min, calculada en la ecuación 91. Para cumplir este parámetro se proponen dos alternativas, aumentar el caudal de lavado a 360 L/s, que de la ecuación 92, se obtiene una velocidad ascensional de 0.6 m/min.

$$V_{f2} = \frac{0.36 \frac{m^3}{s}}{36.26 m^2} \quad (92)$$

$$V_{f2} = 0.0099 \frac{m}{s} = 0.60 \frac{m}{min} \quad (92.1)$$

La otra alternativa es mantener el caudal de lavado de 300 L/s y disminuir el área de las unidades de filtración de tipo 2, manteniendo su ancho de 5.18 m y reduciendo el largo de la unidad de 7 metros a 5.7 metros, para obtener de la ecuación 93, una velocidad ascensional de 0.6 m/min.

$$V_{f2} = \frac{0.3 \frac{m^3}{s}}{29.52 m^2} \quad (93)$$

$$V_{f2} = 0.0102 \frac{m}{s} = 0.61 \frac{m}{min} \quad (93.1)$$

Dicha disminución del área de filtración para los filtros tipo 2, no afectaría de manera negativa a la carga superficial de la galería, por el contrario, como se observa en la ecuación 94, la carga superficial se acerca al rango que establece el RAS, como se observa en la tabla 4.

$$CS = \frac{Q}{\sum Af} = \frac{34560 \frac{m^3}{d}}{203.07 m^2} \quad (94)$$

$$CS = 170.18 \frac{\frac{m^3}{d}}{m^2} \quad (94.1)$$

Se establece que la velocidad de lavado optima es del 10% de la velocidad de arrastre.
(Kawamura,1981).

$$V_{ba} = 0.1 * 7.08 \frac{m}{min} \quad (95)$$

$$V_{ba} = 0.708 \frac{m}{min} \quad (95.1)$$

$$V_{ban} = 0.1 * 6.51 \frac{m}{min} \quad (96)$$

$$V_{ban} = 0.651 \frac{m}{min} \quad (96.1)$$

Comparando las velocidades recomendadas por Kawamura(1981) obtenidas en la ecuación 95 y ecuación 96, con las velocidades obtenidas con el caudal de lavado de 300 L/s en la ecuación 90 y ecuación 91, se observa que se encuentra cerca de los valores recomendables.

Se utiliza la fórmula de porosidad del lecho expandido y se reemplaza en la fórmula de relación de expansión del lecho fluidizado.

$$e_e = \left[\frac{V_b}{V_t} \right]^{0.22} \quad (97)$$

$$RE = \frac{L_e - L}{L} = \frac{e_e - e}{1 - e_e} \quad (98)$$

$$RE = \frac{e_e - e}{1 - e_e} = \frac{\left[\frac{V_b}{V_t} \right]^{0.22} - e}{1 - \left[\frac{V_b}{V_t} \right]^{0.22}} \quad (98.1)$$

Se calcula la relación de expansión para el lecho antracita y el lecho de arena para el filtro tipo 1 con la velocidad de lavado, 0.65 m/min, obtenida para el caudal de lavado que se usa actualmente, calculado en la ecuación 90.

$$RE_a = \frac{\left[\frac{0.65}{7.08}\right]^{0.22} - 0.45}{1 - \left[\frac{0.65}{7.08}\right]^{0.22}} \quad (99)$$

$$RE_a = 0.3458 = 34.58\% \quad (99.1)$$

$$RE_{an} = \frac{\left[\frac{0.65}{6.51}\right]^{0.22} - 0.5}{1 - \left[\frac{0.65}{6.51}\right]^{0.22}} \quad (100)$$

$$RE_{an} = 0.2574 = 25.74\% \quad (100.1)$$

De la ecuación 99 se obtiene la expansión del lecho de arena y de la ecuación 100 se obtiene la expansión del lecho de antracita para el filtro tipo 1, de 3.96 metros de ancho y 7 metros de largo.

Se calcula la relación de expansión para el lecho antracita y el lecho de arena para el filtro tipo 2 con la velocidad de lavado, 0.5 m/min, obtenida para el caudal de lavado que se usa actualmente, calculado en la ecuación 91.

$$RE_a = \frac{\left[\frac{0.5}{7.08}\right]^{0.22} - 0.45}{1 - \left[\frac{0.5}{7.08}\right]^{0.22}} \quad (101)$$

$$RE_a = 0.2448 = 24.48\% \quad (101.1)$$

$$RE_{an} = \frac{\left[\frac{0.5}{6.51}\right]^{0.22} - 0.5}{1 - \left[\frac{0.5}{6.51}\right]^{0.22}} \quad (102)$$

$$RE_{an} = 0.1589 = 15.89\% \quad (102.1)$$

De la ecuación 101 se obtiene la expansión del lecho de arena y de la ecuación 102 se obtiene la expansión del lecho de antracita para el filtro tipo 2, de 5.18 metros de ancho y 7 metros de largo.

4.3.9 Desinfección

El proceso de desinfección del agua en la planta de Morrорico consta de dos fases, pre-cloración y post-cloración. Para el proceso de pre-cloración se aplica 40Lb/24h de cloro al inicio del tren de tratamiento, en la canaleta Parshall, para evitar algas en las unidades a lo largo de la planta.

Luego del proceso de filtración se continua con la fase de post-cloracion que se realiza aplicando una dosificación de cloro gaseoso en la entrada del tanque de almacenamiento. Para esta planta se aplica un rango entre 110 y 120 Lb/24h de cloro, por el orificio que comunica con el clorador (equipos dosificadores de cloro marca Siemens Wallace & Tiernan Viok) con alimentación de cloro gaseoso desde los cilindros que se encuentran ubicados en el edificio de cloración. Tras unos 30 minutos de actuación del cloro, el agua pasa a ser potable. La dosificación de cloro esta ajustada para obtener de 0.9 a 1.2 mg/L de cloro residual.

El proceso de desinfección en esta planta cuenta además con: -Un equipo de sensor de fugas de cloro marca Honeywell.

-Una polea marca Nitchi 3t que se usa para el traslado de los contenedores de cloro desde el vehículo transportador hasta el lugar de alojamiento y cambio de estos cuando se requiera.

-Dos básculas digitales para el control de peso de los contenedores a medida que se van desocupando, con una capacidad máxima de 2000Kg cada una.

El párrafo 2 del artículo 121 del RAS resolución 0330 de 2017, establece que cuando se realiza la desinfección por cloración se debe emplear un tanque de contacto antes de pasar a los tanques de almacenamiento, dicho tanque debe garantizar un tiempo de contacto de por lo menos 20 minutos. Actualmente en la planta el tiempo de actuación del cloro es de 30 minutos, por lo tanto, se propone un tanque de contacto con dicho tiempo de retención.

$$Q = 0.4 \frac{m^3}{s} \quad (103)$$

$$V = 0.4 \frac{m^3}{s} * 1800 s \quad (104)$$

$$V = 720 m^3 \quad (104.1)$$

De la ecuación 104 se tiene como resultado 720 m³, que es el volumen que debe tener el tanque de contacto para cumplir con el tiempo de retención de 30 minutos, y se propone un tanque con tabiques para que el tiempo de retención real sea lo más parecido al tiempo de retención teórico de 30 minutos.

5. Discusión

5.1 Coagulación

De la ecuación 18 se obtiene el gradiente de velocidad medio, que cumple con los requerimientos del RAS, de 1000 s^{-1} a 2000 s^{-1} y de la ecuación 17 se obtiene el tiempo de mezcla, que cumple con ser inferior a 1 segundo.

El párrafo 1. del artículo 111 del RAS, resolución 0330 de 2017, establece que cuando se usa el resalto hidráulico como mezclador rápido el número de Froude debe ser de 4,5 a 9 para un resalto hidráulico estable, luego de la ecuación 10 se obtiene que el número de Froude es 1.85, por lo tanto, se trata de un resalto hidráulico débil.

Teniendo en cuenta que la canaleta Parshall cumple los requerimientos de gradiente de velocidad medio y tiempo de mezcla, no se realizan cambios, pero como no cumple el requerimiento del número de Froude es necesario que la unidad de mezcla lenta sea de tipo mecánico.

Para la dosificación del coagulante se realizan ensayos de jarras cada 24 horas, para verificar variaciones de la dosis óptimas, también se determina el pH del agua cada 2 horas, y para la dosificación del auxiliar de coagulación se realizan ensayos de turbiedad y color cada hora. De la planilla de operaciones de la planta se observa que la dosis óptima de coagulante, sulfato de aluminio, se encuentra alrededor de 16 mg/L .

5.2 Floculador hidráulico

De la ecuación 20 se obtiene el tiempo de retención, que se encuentra por fuera del rango de 20 a 40 minutos establecido por el RAS y de la ecuación 26 se obtiene el gradiente de velocidad medio del floculador, que se encuentra por fuera del rango de 10 s^{-1} a 70 s^{-1} establecido por el

RAS, como se estableció anteriormente, el ancho entre las pantallas es constante en todo el floculador por lo tanto dicho gradiente es constante a través de toda la unidad.

Teniendo en cuenta los parámetros calculados anteriormente, que no se cumple el requerimiento de 3 zonas de floculación con gradientes entre 10 s^{-1} y 70 s^{-1} y que el RAS establece que para caudales mayores a 250 L/s el floculador debe ser mecánico, se opta por cambiar a un floculador de tipo mecánico.

5.3 Sedimentador

Se comparan los parámetros obtenidos con lo que establece el RAS en la tabla 3, de la ecuación 48 se obtiene la carga superficial, de $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$, que cumple con el rango de 15 a $30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ que establece la norma. De la ecuación 52, ecuación 53 y ecuación 54, se obtiene la velocidad de flujo en cada tramo, todas inferiores a la velocidad máxima permitida de 1 cm/s. De la ecuación 55 se obtiene el tiempo de retención, de 3 horas, que está dentro del rango permitido. Por lo tanto, las unidades de sedimentación que se encuentran en funcionamiento cumplen con el RAS resolución 0330 de 2017.

Si bien los sedimentadores cumplen con la norma, es necesario hacer énfasis en que se recomienda evitar el uso de este tipo de unidades debido al espacio que ocupa y el tiempo de retención tan elevado, por lo que se propone el diseño de dos unidades de sedimentación de alta tasa.

Actualmente, en la planta no se realiza tratamiento de lodos y se hace la disposición de los desechos al sistema de alcantarillado existente.

5.4 Galería de filtros

De la ecuación 82 se calcula la tasa de filtración, 145.98 m/d, que se encuentra por debajo del límite admitido por el RAS, que oscila entre 180 – 350 m/d, debido a que inicialmente las unidades funcionaban con lechos simples de antracita y luego fueron actualizados a lechos mixtos de antracita, arena y grava, por lo tanto, la unidad se encuentra sobre diseñada y podría trabajar con más caudal del que se encuentra operando actualmente o podría funcionar con menos unidades. Teniendo en cuenta lo anterior la galería de filtros no necesita actualizar su infraestructura.

5.5 Propuestas de diseño

A continuación, se presentan las propuestas de diseño para las unidades que requieren ser actualizadas para cumplir con la norma RAS resolución 0330 de 2017 o que se actualizan para reemplazar tecnologías obsoletas.

5.5.1 Floculador mecánico

Se opta por un floculador mecánico de paletas de eje vertical, debido a que el espacio para el floculador es limitado y este permite ubicar los motores sobre la parte superior de los ejes, evitando la necesidad de una cámara seca para la operación de los motores. Se toman las dimensiones largo y ancho de la unidad iguales a las del floculador hidráulico que se encuentra en funcionamiento, para que ocupe la misma área en planta y se diseñan dos unidades de 25 m de largo y 4 m de ancho que reciben 200 L/s cada una. Se realizó el diseño con 4 zonas de floculación de 5.5 metros cada una y 2 zonas de entrada de 1.5 metros, cada zona con eje independiente para que los rpm pueden ser ajustados de manera independiente y con pantallas para evitar corto circuito y se cumpla el tiempo de retención, como se observa en el Apéndice C.

El tiempo de retención debe ser entre 20 y 40 minutos, debido a las limitaciones de espacio el área en planta del floculador mecánico se toma igual a la del floculador hidráulico que se encuentra en la planta actualmente y se toma un tiempo de retención de 30 minutos para evitar profundidades muy altas.

$$V = Q * Tr = 0.2 \frac{m^3}{s} * 1800 s \quad (33)$$

$$V = 360 m^3 \quad (33.1)$$

$$H = \frac{V}{B * L} = \frac{360 m^3}{25 m * 5 m} \quad (34)$$

$$H = 3.6 m \quad (34.1)$$

Se establece la altura total de los marcos en 3 m, por lo tanto, el radio de paleta más alejado es 1.5 m, en el Apéndice C se observa con detalle la configuración de los ejes y las paletas. También se debe tener en cuenta que la distancia de los extremos de las paletas a los muros, al piso y a la superficie libre del agua, debe estar entre 0.15 m y 0.30 m, en este caso se asume en 0.3 m. El área de las paletas debe ser de 10% a 25% del área de sección transversal, en este caso se asume 20%.

Se calcula el área transversal de la unidad y el área de las paletas en esta, cada eje cuenta con 4 paletas. Se calcula la longitud de las paletas y con el área se determina el ancho que deben tener para cumplir dicha área.

$$A_t = H * B = 3.6 m * 4 m \quad (35)$$

$$A_t = 14.4 m^2 \quad (35.1)$$

$$A_p = 2.88 \text{ m}^2 \quad (36)$$

$$L_p = H - 2e \quad (37)$$

$$L_p = 3 \text{ m} \quad (37.1)$$

$$b_p = \frac{A_p}{4L_p} \quad (38)$$

$$b_p = 0.24 \text{ m} \quad (38.1)$$

La velocidad de borde de paleta debe tomar un valor de 0.3 m/s a 0.75 m/s, para la zona de floculación 1 se asume el valor 0.75 m/s. Teniendo en cuenta la relación de largo de paleta con ancho de la paleta se asume el valor del coeficiente de arrastre C_d como 1.35.

Con los datos obtenidos se calcula la potencia disipada y el gradiente de velocidad en la zona 1.

$$P = \frac{C_D \rho A v^3}{2} \quad (39)$$

Donde:

C_d = Coeficiente de arrastre

ρ = Densidad del agua en kg/m^3

A = Área transversal de las paletas en m^2

v = Velocidad relativa de las paletas respecto al fluido, $0.75v_p$

$$P = \frac{1.35 * 997 * 1.44 [(0.56)^3 + (0.36)^3]}{2} \quad (39.1)$$

$$P = 217.70 \frac{\text{kg} * \text{m}^2}{\text{s}^3} = 217.70 \text{ Watt} \quad (39.2)$$

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad (40)$$

$$G = \sqrt{\frac{217.70 \frac{kg * m^2}{s^3}}{0.00089 Pa * s * 79.2 m^3}} \quad (40.1)$$

$$G = 55.57 s^{-1} \quad (40.2)$$

En el mercado los motores de rpm con valores bajos, como los necesarios para los ejes del floculador, tienen valores de eficiencia alrededor de 80%, con este valor se calcula la potencia mínima que deben tener los motores necesarios para cada zona de floculación.

$$P_{m1} = \frac{P_{z1}}{0.8} \quad (41)$$

$$P_{m1} = \frac{217.70 Watt}{0.8} = 272 Watt \quad (41.1)$$

Se calcula el gradiente para las 3 zonas siguientes teniendo en cuenta que la velocidad de paleta debe disminuir en cada zona, los parámetros se encuentran resumidos en la tabla 5.

Para la entrada a los floculadores se utilizan dos compuertas tipo guillotina ajustables que se encargan de repartir el caudal de manera equitativa a cada unidad, se calcula el gradiente de velocidad a la entrada para las dimensiones 0.5 m de ancho por 0.75 m de alto.

$$R = \frac{Am}{Pm} \quad (42)$$

$$R = \frac{B * Y}{B + 2Y} = \frac{0.5 * 0.75}{0.5 + 2(0.75)} = 0.18 m \quad (42.1)$$

$$V = \frac{0.2 \frac{m^3}{s}}{0.375 m^2} = 0.533 \frac{m}{s} \quad (43)$$

Tabla 5

Resumen de los parámetros hidráulicos calculados para cada zona de floculación

Zona	Vp [m/s]	G [s⁻¹]	rpm	Pm [Watt]
1	0,75	55,57	4,8	272
2	0,65	44,84	4,1	177
3	0,5	30,25	3,2	81
4	0,4	21,65	2,5	41
	Prom	38,08		

Se utiliza la fórmula de gradiente de velocidad medio:

$$G = \sqrt{\frac{fV^3}{8vR}} \quad (44)$$

Donde:

f = coeficiente que puede variar entre 0.02 y 0.04

v = Viscosidad cinemática en m²/s

V=Velocidad de flujo en los orificios en m/s

R = Radio hidráulico en m

$$G = \sqrt{\frac{0.03 * \left(0.533 \frac{m}{s}\right)^3}{8 * \left(0.893 * 10^{-6} \frac{m^2}{s}\right) * 0.1875 m}} \quad (44.1)$$

$$G = 58.28 s^{-1} \quad (44.2)$$

Para el paso entre cámaras se intercalan orificios sumergidos y vertederos de 1 m por 1m que varían de izquierda a derecha, para evitar cortos circuitos y que el tiempo de retención se cumpla.

$$R = \frac{B * Y}{B + 2Y} = \frac{1 * 1}{1 + 2(1)} = 0.33 m \quad (45)$$

$$V = \frac{0.2 \frac{m^3}{s}}{1 m^2} = 0.2 \frac{m}{s} \quad (46)$$

$$G = \sqrt{\frac{fV^3}{8\nu R}} \quad (47)$$

$$G = \sqrt{\frac{0.03 * \left(0.2 \frac{m}{s}\right)^3}{8 * \left(0.893 * 10^{-6} \frac{m^2}{s}\right) * 0.33 m}} \quad (47.1)$$

$$G = 10.03 s^{-1} \quad (47.2)$$

5.5.2 Sedimentador de alta tasa

En la tabla 6 se establecen los parámetros que hay que tener en cuenta a la hora de diseñar el sedimentador, para este diseño el caudal se divide equitativamente a dos unidades, por lo que el caudal de diseño sería de 200 l/s. La zona de sedimentación de alta tasa se diseña con módulos de

sedimentación prefabricados tipo colmena, hexágonos de 5 cm x 5 cm, con inclinación de 60° y longitud de 1.4 m y carga superficial de 300 m³/m²/d. De la ecuación de carga superficial se calcula el área útil de sedimentación de alta tasa.

$$C_s = \frac{Q}{A_s} \quad (62)$$

$$A_s = \frac{17280 \frac{m^3}{d}}{300 \frac{m^3}{m^2 d}} \quad (63)$$

$$A_s = 57.6 m^2 \quad (63.1)$$

Tabla 6

Parámetros de referencia de diseño de sedimentador de alta tasa

Tipo de sedimentador	Carga superficial (m³/m²/d)	Tiempo de retención hidráulica (min)	Velocidad crítica de sedimentación (cm/min)
Módulos angostos L=0,6m	100-110		
Módulos angostos L=1,2m	120-185	10-20	15-30
Módulos profundos L>1,2m	200-300		

Nota. Tomado de RAS Resolución 0330 de 2017 pag. 69.

Se calcula la velocidad promedio en el elemento de sedimentación.

$$V_o = \frac{Q}{A * \text{sen}(\theta)} \quad (64)$$

Donde:

Q = caudal de diseño

A = Área útil de sedimentación

θ = Angulo de inclinación de las placas

$$V_o = 0.004 \frac{m}{s} = 24.05 \frac{cm}{min} \quad (64.1)$$

Con la velocidad de flujo se calcula el número de Reynolds en la zona de sedimentación.

$$N_{Re} = \frac{V_o * d}{\nu_{sv}} \quad (65)$$

$$N_{Re} = \frac{0.004 \frac{m}{s} * 0.05m}{0.893 * 10^{-6} \frac{m^2}{s}} \quad (65.1)$$

$$N_{Re} = 224.4 \quad (65.2)$$

Se calcula la longitud relativa efectiva de sedimentación en flujo laminar L_c

$$L_c = \frac{l}{e} - 0.003N_{Re} \quad (66)$$

$$L_c = \frac{1.4}{0.05} - 0.003 * 224.4 \quad (66.1)$$

$$L_c = 25.08 \quad (66.2)$$

Se calcula la velocidad critica de asentamiento V_{sc}

$$V_{sc} = \frac{S_c V_o}{\sin\theta + L_c \cos\theta} \quad (67)$$

$$V_{sc} = \frac{1.33 * 0.004 \frac{m}{s}}{\sin(60) + 25.08 * \cos(60)} \quad (67.1)$$

$$V_{sc} = 0.0004 \frac{m}{s} = 2.38 \frac{cm}{min} \quad (67.2)$$

Debido a que se está actualizando la unidad, cambiando el sedimentador convencional por uno de alta tasa, el requerimiento de área no es un limitante para la actualización, ya que los sedimentadores convencionales tienden a ocupar más área, de la ecuación 50 se obtiene el área de la unidad convencional, 863.63 m², que sería reemplazado por una unidad de alta tasa, y que en la ecuación 63 se obtiene 57.6 m² de área.

Para cumplir con el área de sedimentación acelerada se propone una unidad de 11.5 metros de largo y 5 metros de ancho. El tiempo de retención está dado por:

$$Tr = \frac{V}{Q} = \frac{Ad}{Q} \quad (68)$$

Donde: Q = Caudal en m³/s

A = Área de sedimentación acelerada en m²

d = profundidad en m

Para la profundidad de la unidad de sedimentación de alta tasa se recomienda de 4 a 5.5 metros, en este caso se utiliza 4.2 metros, como se aprecia en el Apéndice E dicha altura nos permite cumplir con el espacio para las canaletas de recolección de la zona de salida, los módulos de sedimentación de alta tasa, los tubos de distribución de caudal y el sistema de barrido de lodos,

y nos permite cumplir con el tiempo de retención que establece el RAS resolución 0330 de 2017 en la tabla 6.

$$Tr = \frac{Ad}{Q} = \frac{57.6 \text{ m}^2 * 4.2 \text{ m}}{0.2 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} \quad (68.1)$$

$$Tr = 1207.5 \text{ s} = 20.1 \text{ min} \quad (68.2)$$

Se diseña la zona de entrada para obtener una distribución uniforme del caudal en el área de sedimentación de alta tasa, ya que de lo contrario se puede afectar la eficiencia del proceso de sedimentación. Como se observa en el Apéndice E, corte A-A' y corte B-B' se ubican 6 tuberías de distribución debajo de los módulos de sedimentación, con 400 mm de diámetro y perforaciones de 120 mm de diámetro cada 50 cm, para un total de 22 orificios por cada tubería.

Teniendo en cuenta la sugerencia de Hudson Jr. y Wolfner (1967), el gradiente de velocidad debe ser igual o menor a la última zona del floculador que le precede, también teniendo en cuenta las recomendaciones de Kawamura(1981), la velocidad de flujo a través de los orificios debe ser máximo de 150 mm/s. Se calcula la velocidad y el gradiente para los orificios de la tubería de distribución.

$$Q_t = \frac{0,2 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{6} = 0.033 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (69)$$

$$A_o = \pi 0.06^2 \text{ m}^2 = 0.011 \text{ m}^2 \quad (70)$$

$$A_{To} = A_o * N_o = 0.011 \text{ m}^2 * 22 \quad (71)$$

$$A_{To} = 0.249 \text{ m}^2 \quad (71.1)$$

$$V_o = \frac{0,033 \frac{m^3}{s}}{0.249 m^2} = 0.134 \frac{m}{s} \quad (72)$$

$$R = \frac{D}{4} = \frac{0.12}{4} = 0.03 m \quad (73)$$

$$G = \sqrt{\frac{fV^3}{8\nu R}} \quad (74)$$

$$G = \sqrt{\frac{0.03 * \left(0.134 \frac{m}{s}\right)^3}{8 * \left(0.893 * 10^{-6} \frac{m^2}{s}\right) * 0.03 m}} \quad (74.1)$$

$$G = 18.35 S^{-1} \quad (74.2)$$

Como se observa en la ecuación 74, el gradiente de velocidad medio en los orificios de las tuberías de distribución es $18.35 s^{-1}$, que es menor al gradiente de velocidad medio de la última cámara de floculación de $21.56 s^{-1}$ de la tabla 5, esto con el fin de prevenir que gradientes muy altos destruyan los flocs formados durante la floculación.

De la ecuación 72 se observa que la velocidad de salida en los orificios de distribución es $134 mm/s$, que cumple con la recomendación de Kawamura(1981), la velocidad de flujo para orificios en zonas de distribución de caudal debe ser máximo de $150 mm/s$.

Para la zona de salida se tienen en cuenta dos consideraciones, la proporción de desborde del flujo sobre el vertedero debe ser de 6 a $12 m^3/h$ por metro lineal y el sistema debe cubrir la totalidad del área de sedimentación acelerada.

Se utiliza la fórmula de caudal para un canal rectangular para despejar h_o , la altura del agua en dicho canal.

$$Q = 1.376wh_o^{\frac{3}{2}} \quad (75)$$

Donde: Q = Caudal en m^3/s

W = Ancho de la canaleta en m

h_o = Máximo nivel de agua en la canaleta

$$h_o = \left(\frac{Q}{1.376w} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (76)$$

$$h_o = \left(\frac{0.2 \frac{m^3}{s}}{1.376(0.5 m)} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (76.1)$$

$$h_o = 0.43 m \quad (76.2)$$

Se toma una canaleta cuadrada de $0.5m \times 0.5m$ y se ubican a lo ancho de la unidad sobre toda el área de sedimentación acelerada, para un total de 12 canaletas de 5 metros cada una.

Para la extracción de lodos se propone un sistema mecánico, compuesto de dos ejes que giran barriendo el lodo del fondo de la unidad hasta una tolva donde se extrae el lodo de manera automática. En el Apéndice E corte A-A' se observa la ubicación de los ejes y la tolva.

6. Conclusiones

La canaleta Parshall no requiere ser optimizada, dado que en la fase de análisis de parámetros hidráulicos se obtiene que cumple con lo que establece el RAS, resolución 0330 de 2017 para unidades de mezcla rápida. Los parámetros de diseño para mezcla rápida no han visto cambios significativos en los últimos años, por lo tanto, la canaleta Parshall cumple con dichos parámetros pese a que la unidad no ha sido actualizada desde su construcción inicial.

En el caso del floculador hidráulico que se encuentra funcionando actualmente, los parámetros hidráulicos no cumplen con el RAS, resolución 0330 de 2017. Así mismo, dicha norma, también exige que las plantas que operen con 250 L/s o más deben emplear floculadores mecánicos, por lo tanto, para la optimización de la Planta de Tratamiento es necesario actualizar la unidad con el floculador mecánico propuesto. No obstante, es necesario realizar un estudio más detallado en el aspecto económico, cambiar por una unidad de tipo mecánico conlleva gasto de equipos y funcionamiento más elevado comparados con una unidad de tipo hidráulico.

La unidad de sedimentación se presenta como una opción viable para llevar a cabo la optimización. Un sedimentador de alta tasa en comparación con un sedimentador de flujo horizontal representa un aumento considerable en la carga superficial, lo que podría tener un impacto significativo en el proceso de potabilización. Además de lo anterior, la actualización a un sedimentador de alta tasa representa una reducción importante en el tiempo de retención hidráulico del proceso. Asimismo, la modificación implicaría una notable disminución en el área en planta. Por consiguiente, es evidente que la actualización de la unidad de sedimentación puede tener consecuencias significativas y beneficios sustanciales para la eficiencia del sistema en su conjunto.

Inicialmente la galería de filtros fue construida con un sistema de filtración rápida con lecho simple compuesto por una capa de antracita, que fue cambiado por un sistema de filtración rápida con lecho mixto compuesto por una capa de antracita, arena y grava. Debido a este proyecto de optimización posterior a su construcción inicial, la galería de filtros cumple con el RAS, resolución 0330 de 2017 y no requiere cambios para ajustarse a dicha norma.

Durante la optimización mencionada anteriormente, el número de cámaras de filtración y sus dimensiones no fueron modificadas, sin embargo, el medio filtrante de dichas cámaras fue optimizado, por lo tanto, la unidad se encuentra sobre diseñada, actualmente la galería de filtros podría admitir un caudal mayor a los 400 L/s con los que opera la PTAP.

Referencias

- Azevedo, J. M. (1976). *Manual de hidráulica*.
- Cárdenas, A. C., & Medina, J. A. (2016). *Diseño y construcción de una planta de tratamiento de agua potable a escala para el laboratorio de hidráulica de la Universidad Santo Tomas* [Tesis de pregrado]. Universidad Santo Tomas.
- De Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, C. M. (2010). *Reglamento técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS*.
- Di Bernardo, L., & Di Bernardo Dantas, A. (2005). *Métodos e técnicas de tratamiento de água*.
- Hudson Jr., H. E., & Wolfner, J. P. (1967). Design of mixing and flocculating basins. *Journal AWWA*, 59(10), 1257-1267. <http://www.jstor.org/stable/41264992>
- Kawamura, S. (1981). Hydraulic scale-model simulation of the sedimentation process. *Journal AWWA*, 73(7), 372-379. <http://www.jstor.org/stable/41270820>
- Meléndez, D. S., & Sánchez, A. M. (2015). *Diagnóstico y recomendaciones para la optimización de la planta de tratamiento de agua potable del municipio de Corinto, Cauca*. Universidad Santo Tomas.
- Melo, A., & Herrera, J. (2016). *Diseño y construcción de una planta piloto para el tratamiento de agua potable en el laboratorio de la Universidad Católica de Colombia* [Tesis de pregrado]. Universidad católica de Colombia.
- Noya, H., & Pulgar, J. (2016). *Diagnóstico rápido para evaluar el funcionamiento hidráulico de plantas potabilizadoras convencionales* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cartagena.

- Pulido, H., & Carrillo, M. (2016). *Diseño hidráulico de una planta de potabilización de agua en la vereda de San Antonio de Anapoima* [Tesis de pregrado]. Universidad católica de Colombia.
- Rincón, A., Herrera, O. F., & Ortiz, M. F. (2014). Esquema para el dimensionamiento de unidades de sedimentación de alta tasa de flujo ascendente. *Entre Ciencia E Ingeniería*, 8(16), 29-40.
- Rojas, J. A. R. (2000). *Purificación del agua*. Escuela Col. de Ingeniería.
- Tur Carbó, A. (2014). *Desarrollo de un proyecto de construcción con la tecnología Building Information Modeling (BIM): Edificio La Venta (Llíria, Valencia)* [Tesis de pregrado]. Universidad Politécnica de Valencia.
- Uribe, J. L. (2020). *Revit Samples. El BIM como herramienta proyectual* [Tesis de pregrado]. Universidad Politécnica de Madrid.
- Valencia, J. A., León, I. A. B., & Gómez, L. A. J. (2023a). *Teoría y práctica de la purificación del agua potable. Tomo 1*. Ecoe Ediciones.
- Valencia, J. A., León, I. A. B., & Gómez, L. A. J. (2023b). *Teoría y práctica de la purificación del agua potable. Tomo 2*. Ecoe Ediciones.