

Maestría en Ingeniería Civil

**DIAGNÓSTICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA
POTABLE SAN ANTONIO SANTA BARBARA DEL MUNICIPIO
DE ARBELAEZ CUNDINAMARCA**

Elkin Daniel Huertas Daza

Bogotá, D.C., 16 de Enero de 2023



**DIAGNÓSTICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA
POTABLE SAN ANTONIO SANTA BARBARA DEL MUNICIPIO
DE ARBELAEZ CUNDINAMARCA**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en recursos hidráulicos y medio ambiente**

**Jairo Alberto Romero Rojas
Director**

Bogotá, D.C., 16 de enero de 2023



La tesis de maestría titulada “Diagnóstico de la planta de tratamiento de agua potable San Antonio Santa Barbara del municipio de Arbeláez Cundinamarca”, presentada por Elkin Daniel Huertas Daza, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente.

Director de la tesis
Jairo Alberto Romero Rojas

Jurado
Amalia Avendaño Sánchez

Jurado
Laura Cristina Lesmes Posada

Bogotá, D.C., 16 de enero de 2023 (fecha de aceptación del trabajo por parte del jurado)

RESUMEN

La presente investigación da a conocer los resultados del diagnóstico, propuesta de optimización y análisis de los procesos del tren de tratamiento de la PTAP San Antonio Santa Bárbara en el municipio de Arbeláez Cundinamarca. La PTAP San Antonio Santa Bárbara es una planta de tipo convencional que consta de sistema de aireación por bandejas, canaleta Parshall, floculador hidráulico de flujo horizontal, sedimentador de alta tasa de placas paralelas, tanque de almacenamiento para agua de lavado de filtros, sistema de filtración y un tanque de almacenamiento.

La planta se construyó para una proyección futura de 1.630 habitantes al año 2.028 y un caudal de diseño de 9,05 L/s. Se determinó que la planta tiene la capacidad suficiente para abastecer el caudal de diseño, sin embargo, no cumple con los requisitos de la resolución 2115 de 2007 debido a que no cuenta con sistema de desinfección y tampoco se realizan ensayos periódicos de laboratorio para la verificación del cumplimiento de los límites permisibles.

El proyecto incluye resultados y análisis de laboratorio del agua cruda y da a conocer recomendaciones de optimización y operación para dar cumplimiento a los requisitos legales y ajuste de la dosis óptima de coagulante para los procesos de coagulación floculación.

TABLA DE CONTENIDO

Contenido

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. OBJETIVOS.....	1
2.1 OBJETIVO GENERAL.....	1
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	1
3. GEORREFERENCIACIÓN Y GENERALIDADES DEL MUNICIPIO	1
3.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA	1
3.1.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO.....	2
3.2 ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS.....	3
3.2.1 TEMPERATURA Y TOPOGRAFÍA.....	3
3.2.2 PRECIPITACIÓN	3
4. METODOLOGÍA	4
4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN PRELIMINAR Y PERMISOS	4
4.2 VISITA PRESENCIAL DE DIAGNÓSTICO A LA PTAP	4
4.3 CARACTERIZACIÓN DE AGUA CRUDA	5
4.4 ELABORACIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y TEST DE JARRAS	5
4.5 ANÁLISIS DE DEMANDA DE CLORO.....	7
5. DIAGNÓSTICO DE LA PTAP EXISTENTE.....	8
5.1 POBLACIÓN.....	8
5.2 CAUDAL DE DISEÑO	8
5.3 TREN DE TRATAMIENTO ACTUAL.....	8
5.4 SISTEMA DE AIREACIÓN.....	9
5.4.1 Optimización del sistema de aireación.....	10
5.5 CANAL DE ENTRADA	11
5.6 CANALETA PARSHALL.....	13
5.7 DIAGNÓSTICO FLOCULADOR HIDRÁULICO DE FLUJO HORIZONTAL	16
5.8 DIAGNÓSTICO SEDIMENTADOR DE ALTA TASA.....	27
5.8.1 OPTIMIZACIÓN SEDIMENTADOR DE ALTA TASA	32

5.9	DIAGNÓSTICO SISTEMA DE FILTRACIÓN	33
5.9.1	OPTIMIZACIÓN SISTEMA DE FILTRACIÓN.....	36
5.10	SISTEMA DE CLORACIÓN	40
5.10.1	DISEÑO ESTACIÓN DE CLORACIÓN.....	40
6.	CARACTERIZACIÓN DE AGUA CRUDA.....	43
7.	RESULTADOS ENSAYO DE JARRAS.....	45
7.1	PROPUESTA PARA TRATAMIENTO DE LODOS.....	50
8.	RESULTADOS DEMANDA DE CLORO.....	52
9.	RECOMENDACIONES.....	54
10.	CONCLUSIONES.....	55
11.	BIBLIOGRAFIA.....	56

Pág.

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Límites geográficos del municipio de Arbeláez Cundinamarca	2
Tabla 2 Alcalinidad requerida para coagulación	6
Tabla 3 Dosis calculadas de coagulante y alcalinizante para cada una de las jarras	6
Tabla 4 Procedimiento ejecución del test de jarras en el laboratorio.....	7
Tabla 5 Diagnóstico sistema de aireación	10
Tabla 6 Diagnóstico canal que conecta la torre de aireación con el floculador ..	13
Tabla 7 Resultados diagnóstico medidor Parshall.....	14
Tabla 8 Resultados diagnóstico floculador hidráulico de flujo horizontal	20
Tabla 9 Resultados optimización floculador hidráulico de flujo horizontal	25
Tabla 10 Factor de forma Resolución 0799 y 0330	29
Tabla 11 Diagnóstico sedimentador de alta tasa PTAP San Antonio Santa Bárbara	31
Tabla 12 Diagnóstico sistema de filtración PTAP San Antonio Santa Bárbara	36
Tabla 13 Propiedades y granulometría de los lechos en filtros rápidos RAS 2000	37
Tabla 14 Calculo curva granulométrica para la arena	37
Tabla 15 Criterios CEPIS para seleccionar la antracita en función de las características de la arena	38
Tabla 16 Calculo curva granulométrica para la antracita	38
Tabla 17 Profundidades de los lechos de soporte	39
Tabla 18 Resultados estación de cloración	41
Tabla 19 Resultados fisicoquímicos del agua cruda que ingresa a la PTAP San Antonio Santa Bárbara.....	44
Tabla 20 Parámetros fisicoquímicos de agua cruda	45
Tabla 21 Dosis calculadas de coagulante y alcalinizante para cada una de las jarras	45
Tabla 22 Índice de floculación de Willcomb	47
Tabla 23 Resultados parámetros fisicoquímicos posterior al ensayo de Jarras	48
Tabla 24 Eficiencia de remoción de turbidez.....	48
Tabla 25 Parámetros de diseño lagunas de secado.....	50
Tabla 26 Resultados propuesta lagunas de secado de lodos.....	52
Tabla 27 Dosis aplicadas de cloro	52
Tabla 27 Resultados demanda de cloro	53

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Localización del municipio de Arbeláez Cundinamarca. Fuente: (Baquero y Rodríguez, 2018)	2
Imagen 2 Localización fuente de abastecimiento Quebrada La Lejía Municipio de Arbeláez	3
Imagen 3. Inspección visual y levantamiento de información técnica de las estructuras existentes de la PTAP San Antonio Santa Bárbara. Fuente: Autor.....	4
Imagen 4.Recolección de la muestra de agua cruda. Fuente: Autor.....	5
Imagen 5. Coagulantes empleados para el análisis de jarras. Fuente: Autor	5
Imagen 6 Determinación de cloro residual y demanda de cloro. Fuente: Autor	8
Imagen 7. Tren de tratamiento actual de la PTAP San Antonio Santa Bárbara. Fuente: Autor	9
Imagen 8. Sistema existente de aireación PTAP San Antonio Santa Bárbara. Fuente: Autor.....	9
Imagen 9. Canal que conecta la torre de aireación con el floculador. Fuente: Autor.....	12
Imagen 10. Aforo y mezcla rápida mediante canaleta Parshall. Fuente: Autor	13
Imagen 11 Nomenclatura para las ecuaciones de la canaleta parshall. Fuente: CEPIS (Zumaleta y Martel, 2004), (Villamil, 2021), (Valencia, 1992)	14
Imagen 12 . Floculador hidráulico de flujo horizontal PTAP San Antonio Santa Bárbara. Fuente: Autor.....	16
Imagen 13. Esquema del sistema actual de floculación. Fuente: Autor.....	17
Imagen 14 Propuesta optimización sistema de floculación vista planta. Fuente: Autor.....	24
Imagen 15 Propuesta optimización sistema de floculación vista perfil. Fuente: Autor	24
Imagen 16 Sedimentador de alta tasa de placas PTAP San Antonio Santa Bárbara. Fuente: Autor	28
Imagen 17 . Esquema sistema existente de sedimentación de alta tasa. Fuente: Autor.....	30
Imagen 18 Sistema de Filtración PTAP San Antonio Santa Bárbara. Fuente: Autor	33
Imagen 19 Esquema vista en planta sistema existente de filtración. Fuente: Autor.....	34
Imagen 20 Almacenamiento de agua para lavado del filtro. Fuente: Autor	35
Imagen 21 Tanque de almacenamiento PTAP San Antonio Santa Barbara. Fuente: Autor.....	41
Imagen 22 Propuesta tanque de contacto vista planta. Fuente: Autor	42
Imagen 23 Propuesta tanque de contacto vista perfil. Fuente: Autor	43
Imagen 24 Ensayo de Jarras mezcla rápida y floculación. Fuente: Autor.....	46
Imagen 25 Ensayo de jarras, resultado posterior a la sedimentación. Fuente: Autor	46

Imagen 26 Filtración. Fuente: Autor	47
Imagen 27 Dosis de coagulante Vs turbidez. Fuente: Autor	48
Imagen 28 Dosis de coagulante vs color. Fuente: Autor	49
Imagen 29 Dosis de coagulante vs pH. Fuente: Autor	49
Imagen 30 Determinación de cloro residual. Fuente: Autor	53

1. INTRODUCCIÓN

El municipio de Arbeláez Cundinamarca actualmente cuenta con una planta de tratamiento en el casco urbano y con 20 acueductos veredales, dentro de los cuales se encuentra el acueducto San Antonio Santa Bárbara al que hace referencia la presente investigación. Esta planta fue diseñada para tratar un caudal de 9,05 L/s con una proyección futura hasta el año 2.028. De acuerdo con la información suministrada por Vélez & Quevedo (2020). El tren de tratamiento actual corresponde a un sistema convencional el cual consta de bandejas de aireación, canal de interconexión, floculador hidráulico de flujo horizontal, sedimentador de alta tasa, filtración rápida y tanque de almacenamiento. Estos sistemas presentan inconvenientes ya que no cumplen con las normas de calidad y seguridad para garantizar el tratamiento requerido para agua potable.

En este documento se presenta el análisis del funcionamiento operacional de la planta, y el diagnóstico de cada uno de sus componentes, de conformidad con lo establecido en la resolución 0330 del año 2017, en la resolución 0799 del año 2021 y en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2017. Con base en la caracterización del agua cruda y en el diagnóstico realizado se proponen los medios de optimización.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar diagnóstico conceptual y propuesta de optimización de la planta de tratamiento de agua potable San Antonio Santa Bárbara del Municipio de Arbeláez Cundinamarca bajo los requisitos y parámetros establecidos por la resolución 0799 de 2021 y la resolución 0330 de 2017.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar las características y la capacidad hidráulica de cada uno de los procesos de la planta existente de acuerdo con el caudal requerido para satisfacer la demanda de agua potable.
- Caracterizar el agua cruda y definir el coagulante óptimo mediante análisis de jarras.
- Definir la dosis óptima de cloro mediante ensayos de demanda de cloro.
- Formular las necesidades de optimización para satisfacer la demanda y la calidad requerida de agua potable.

3. GEORREFERENCIACIÓN Y GENERALIDADES DEL MUNICIPIO

3.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

De acuerdo con la información suministrada por Baquero y Rodríguez (2018), el municipio de Arbeláez está localizado en el suroeste del departamento de Cundinamarca como partícipe de la provincia del Sumapaz, cuenta con una extensión de 151 km² dentro de los cuales se encuentra su territorio urbano y 10 veredas que son

las siguientes: El Salitre, Hato Viejo, San Antonio, San José, San Luis, San Miguel, San Patricio, San Roque, Santa Barbara, y Santa Rosa.

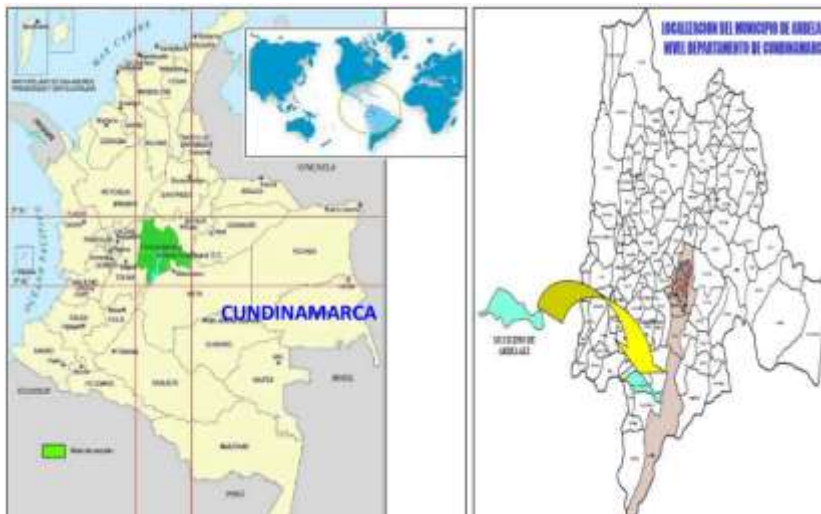


Imagen 1. Localización del municipio de Arbeláez Cundinamarca. Fuente: (Baquero y Rodríguez, 2018)

El municipio se encuentra localizado a una altitud media de 1.417 msnm y tiene una distribución poblacional que se ordena de la siguiente manera: 4.627 habitantes en la zona urbana y un total de 6.728 habitantes en la zona rural, teniendo así una densidad promedio de 75,1 habitantes/km² equivalentes a 0,74 hab/Ha Baquero y Rodríguez 2018. Los límites del municipio se describen en la Tabla 1.

Tabla 1. Límites geográficos del municipio de Arbeláez Cundinamarca

Límite	Municipio
Norte	Fusagasugá, Pasca y Distrito Capital
Sur	Municipio de San Bernardo, Pandi, y el departamento del Tolima
Oriente	Municipio de Pasca y el Distrito Capital
Occidente	Municipio de Pandi

Fuente: (Baquero y Rodríguez, 2018)

3.1.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO

La principal fuente de abastecimiento del municipio de Arbeláez Cundinamarca es la Quebrada “La Lejía” que tiene su nacimiento en la vereda Santa Bárbara y desemboca en la vereda San Roque; en su recorrido esta quebrada es alimentada por la Quebrada Dantones, La Arenosa, Loma, Mal Paso, San José, Zanjón y los Pozos acorde a la información de Baquero y Rodríguez (2018).

Este cauce principal de la quebrada La Lejía tiene su nacimiento en la vereda Santa Barbara en el sector San Rafael a una altitud de 2.242 msnm y tiene un recorrido de

20.100 m hasta unirse a la Quebrada La Lejía y continuar con su recorrido hacia el Río Negro que se encuentre a una altura de 875 msnm (Baquero y Rodríguez, 2018).

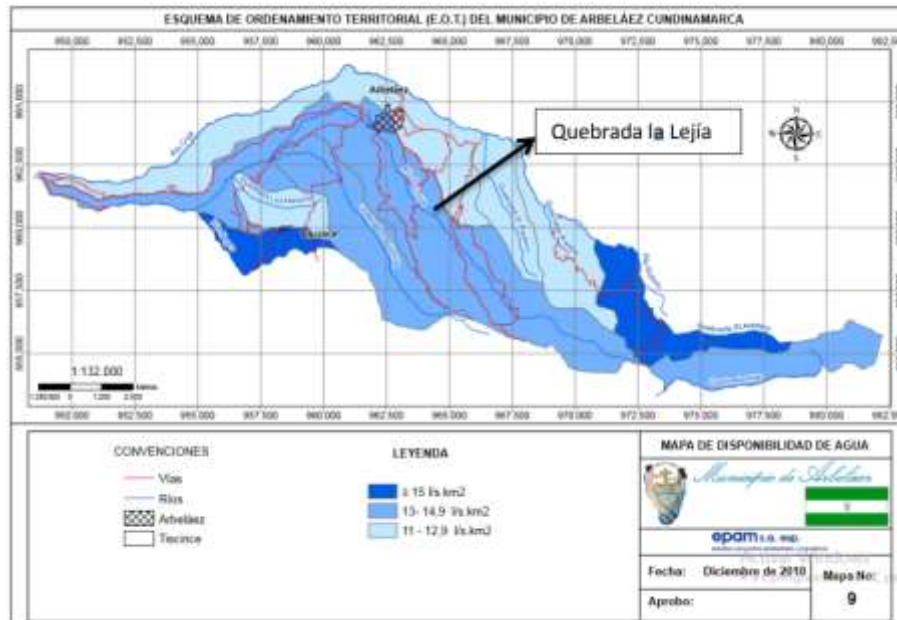


Imagen 2 Localización fuente de abastecimiento Quebrada La Lejía Municipio de Arbeláez
Fuente: (Baquero y Rodríguez, 2018)

Con respecto a las cuencas hídricas, el municipio de Arbeláez Cundinamarca se encuentra ubicado dentro de la cuenca hidrográfica del río Sumapaz, en la cual se encuentra una de las subcuencas más importantes del municipio que es la quebrada La Lejía como lo establece Vélez y Quevedo (2020), que a su vez es la fuente de abastecimiento del acueducto para el cual se realizó la presente investigación.

3.2 ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS

3.2.1 TEMPERATURA Y TOPOGRAFÍA

La temperatura media del municipio es de 20°C y se localiza a una altitud media de 1.417 msnm. Sin embargo, es importante mencionar que el municipio cuenta con cuatro pisos térmicos dentro de los cuales el área de estudio se encuentra en el piso frío con una temperatura entre 8 y 18°C ubicado entre los 2.300 hasta 3.300 msnm, mencionando que en este piso se realizan actividades agrícolas como la siembra de mora, tomate de árbol y papa ocupando un área de 135 hectáreas. (Vélez y Quevedo, 2020).

3.2.2 PRECIPITACIÓN

El casco urbano del municipio tiene una precipitación estimada de 1.190 mm los cuales se distribuyen en dos épocas de lluvia intercaladas con dos periodos secos. Los

periodos lluviosos son abril-mayo, y octubre-noviembre en los cuales la precipitación se encuentra entre 2.100 mm al año. Las épocas de sequía son diciembre-marzo y junio-septiembre teniéndose una precipitación media de 880mm, de acuerdo con los autores Vélez y Quevedo (2020) todo el territorio municipal se encuentra entre los 1.000 y 1.500 mm anuales de precipitación.

4. METODOLOGÍA

Para la elaboración de la presente investigación se realizaron una serie de actividades que fueron encaminadas desde la recopilación de la información preliminar como documentos existentes, solicitud de permisos ante las autoridades, posteriormente se realizó la visita presencial de diagnóstico y se realizó toma de muestras para análisis fisicoquímicos, microbiológicos y ensayo de jarras. Por último, se realizó la evaluación hidráulica y se analizan los resultados.

4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN PRELIMINAR Y PERMISOS

Se realizó la solicitud ante la alcaldía municipal de Arbeláez Cundinamarca manifestando el proyecto que se planeaba realizar con el fin de contar con los permisos necesarios para realizar la medición de las dimensiones de las estructuras existentes, la toma de muestras de agua para el análisis de laboratorio, el análisis de los resultados y la entrega del trabajo de grado final. Adicionalmente se da aviso al personal operativo con el fin de permitir el ingreso a la planta.

4.2 VISITA PRESENCIAL DE DIAGNÓSTICO A LA PTAP

En la primera visita presencial a la planta de tratamiento se realizó inspección y verificación del funcionamiento de cada una de las estructuras existentes, así como levantamiento de las características físicas y dimensiones de cada una de las estructuras que componen el tren de tratamiento de la planta, y un registro fotográfico.



Imagen 3. Inspección visual y levantamiento de información técnica de las estructuras existentes de la PTAP San Antonio Santa Bárbara. Fuente: Autor

4.3 CARACTERIZACIÓN DE AGUA CRUDA

En la segunda visita presencial se realizó la toma de muestras en el agua que ingresa a la PTAP con el fin de realizar análisis fisicoquímico y microbiológico del agua antes de su tratamiento.

La caracterización fisicoquímica total del agua que ingresa a la planta se llevó a cabo con el laboratorio BIOTRENDS LAB. El cual se encuentra dentro de la lista de laboratorios acreditados por la ONAC y el IDEAM para la realización de análisis de agua potable.

4.4 ELABORACIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y TEST DE JARRAS

Se realizó prueba de jarras en el laboratorio de la Universidad Escuela Colombiana de Ingeniería. El procedimiento para la realización del análisis de jarras se incluye en la Tabla 4.



Imagen 4. Recolección de la muestra de agua cruda. Fuente: Autor

Para el ensayo se utilizó alumbre tipo A ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$), cloruro férrico (FeCl_3) e Hidróxido de Calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), ya que el agua cruda presenta alcalinidad bastante baja.



Imagen 5. Coagulantes empleados para el análisis de jarras. Fuente: Autor

Para conocer la dosis de hidróxido de calcio Ca(OH)_2 se toma como referencia la información suministrada en la tabla la alcalinidad requerida en mg/L por cada mg/L de coagulante:

Tabla 2 Alcalinidad requerida para coagulación

Coagulante (mg/L)	Alcalinidad Requerida (mg/L)
Alumbre ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14,3 \text{ H}_2\text{O}$)	0,37 Cal como Ca(OH)_2
Alumbre ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14,3 \text{ H}_2\text{O}$)	0,5 HCO_3 como CaCO_3
Cloruro Férrico (FeCl_3)	0,68 Cal como Ca(OH)_2
Cloruro Férrico (FeCl_3)	0,92 HCO_3 como CaCO_3

Fuente: (Romero, 2009)

En la Tabla 3 se presenta las dosis calculadas de coagulantes y alcalinizante para cada una de las jarras.

Tabla 3 Dosis calculadas de coagulante y alcalinizante para cada una de las jarras

Coagulante	Dosis					
	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$	40	60	80	-	-	-
FeCl_3	-	-	-	15	30	40
Ca(OH)_2	10	20	30	20	25	30

Fuente: Autor

Tabla 4 Procedimiento ejecución del test de jarras en el laboratorio

N	Procedimiento
1	Se recolectó una muestra con un volumen aproximado de 5 galones proveniente de la quebrada “Quebrada el Hato” en el municipio de Arbeláez Cundinamarca lo suficiente para el desarrollo del análisis de jarras en el laboratorio de la Escuela Colombiana de Ingeniería.
2	La muestra fue transportada a las instalaciones de la universidad garantizando y conservando las condiciones de temperatura y pH.
3	Se llenaron 6 (seis) jarras de vidrio con un volumen de 1000 mL de agua cruda
4	Se encendió el equipo y se colocaron las 6 (seis) jarras de manera que las turbinas de agitación quedaron en el centro de cada una de ellas.
5	Se programó la velocidad del equipo para mezcla rápida con 152 rpm antes de aplicar la solución de coagulantes.
6	Se tomó en jeringas diferentes el volumen de solución madre de coagulante de acuerdo a la dosificación que se estableció para cada jarra (ver imagen) y se colocó cada jeringa en la jarra que le corresponde.
7	Luego de haber dejado transcurrir por lo menos 3 minutos de agitación, se tomaron las jeringas y se agregó la solución de coagulante al agua cruda.
8	Se dejó transcurrir un periodo de agitación en mezcla rápida de 1 minuto.
9	Posterior se disminuye la velocidad para una mezcla lenta a 40 rpm
10	Se dejó transcurrir un periodo de Mezcla lenta de 15 minutos a una velocidad de agitación de 40 rpm.
11	Finalizados los 15 minutos de agitación en mezcla lenta se procede a detener la rotación de las turbinas dejando una velocidad de cero.
12	Se dejó un tiempo de sedimentación de 15 minutos.
13	Se observó el comportamiento de los flóculos, el tamaño y la capacidad de formación y agrupación de los flocs en cada una de las jarras y el índice de Wilcomb.
14	Finalizada la sedimentación se tomó una muestra de las jarras que mejores resultados visuales presentaron (teniendo en cuenta el precipitado, la velocidad de sedimentación, el tamaño de los flóculos) y se realizó filtración.
15	Posterior a la filtración se realiza medición de los parámetros de turbidez, pH y color de las muestras que presentaron mejores resultados.
16	Se tomó nota de los resultados y se calculó la eficiencia de remoción de turbidez y se estableció la dosis y coagulante óptimo conforme a los resultados.

Fuente: Autor

4.5 ANALISIS DE DEMANDA DE CLORO

La determinación del cloro residual y demanda de cloro se realizó mediante la metodología DPD titulométrico empleando yoduro potásico y los adecuados reactivos que permiten una adecuada oxidación selectiva del dietil-p-fenilen-diamina (DPD) que permite diferenciar el cloro libre, el dióxido de cloro, el clorito y las cloraminas debido a que todos estos compuestos dan al reaccionar con el DPD una coloración rosa en su forma oxidada. (Castañeda y Mejía, 2008).



Imagen 6 Determinación de cloro residual y demanda de cloro. Fuente: Autor

5. DIAGNÓSTICO DE LA PTAP EXISTENTE

5.1 POBLACIÓN

De acuerdo a la información recopilada por Vélez & Quevedo (2020), se logró tener información acerca de los suscriptores y los beneficiarios de todos los acueductos veredales con los que cuenta el municipio de Arbeláez y que se encuentran reconocidos por la contraloría de Cundinamarca. El Acueducto “San Antonio – Santa Bárbara” debe atender 407 suscriptores con una población de 1.628 personas.

$$Población\ servida = 1628\ habitantes$$

5.2 CAUDAL DE DISEÑO

La planta de tratamiento fue diseñada para abastecer una comunidad rural futura hasta el año 2.028 y tratar un caudal de 9,05 L/s de acuerdo con la información suministrada Duque (2012).

$$Q_{Diseño} = 9,05 \frac{L}{s} = 782 \frac{m^3}{d}$$

Es importante mencionar que actualmente a la PTAP ingresa en promedio un caudal de 7,5 L/s, sin embargo, el presente diagnostico se realizó para el caudal de diseño al año de proyección para el cual fue construida la planta.

5.3 TREN DE TRATAMIENTO ACTUAL

La PTAP San Antonio Santa Bárbara cuenta con un sistema conformado por bandejas de aireación, canal de entrada, canaleta Parshall, floculador hidráulico de flujo horizontal, sedimentador de alta tasa, un sistema de filtración que actualmente no se encuentra en funcionamiento debido a que se retiraron los medios filtrantes y un tanque de almacenamiento. La PTAP no cuenta con proceso de desinfección ni con tratamiento de lodos (Imagen 7).

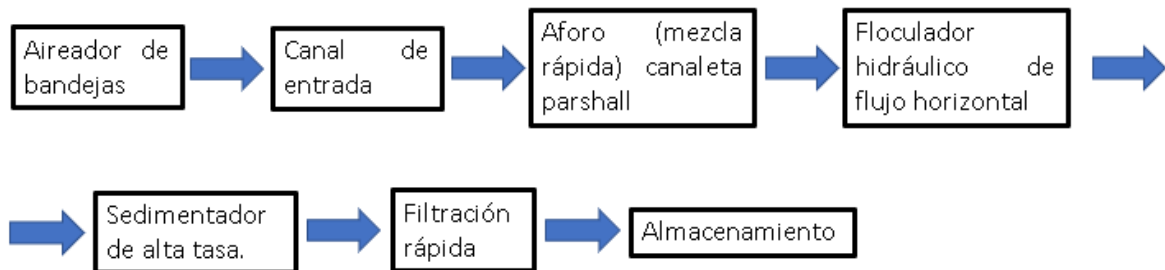


Imagen 7. Tren de tratamiento actual de la PTAP San Antonio Santa Bárbara. Fuente: Autor

5.4 SISTEMA DE AIREACIÓN

El aireador es de 4 bandejas, con estructura metálica, dimensiones 1,40 m x 1,40 m y profundidad de 20 cm, separadas 20 cm una de otra. Cada bandeja lleva perforaciones para permitir el paso del agua y contiene un lecho de coque. Debajo del aireador hay un tanque en concreto de profundidad 1,25 m y sección semejante a la de la estructura metálica (Imagen 8). Los resultados de los parámetros se presentan en la Tabla 5.



Imagen 8. Sistema existente de aireación PTAP San Antonio Santa Bárbara. Fuente: Autor

Tabla 5 Diagnóstico sistema de aireación

Diagnóstico Sistema de Aireación					
Convención	Parámetro	Unidad	Resultado	Valor de Referencia	Observación
Ab	Área bandeja	m ²	1,96		
AT	Área total bandejas	m ²	7,84		
Lb	Longitud bandeja	m	1,4		
ab	Ancho bandeja	m	1,4		
Nb	Número bandejas	unidad	4	3 – 9	Cumple Resolución 0799
Db	Distancia entre bandejas	m	0,2	0,3 – 0,5	No Cumple Resolución 0799
hb	Profundidad bandeja	m	0,2	0,2 – 0,25	Cumple Resolución 0799
hT	Altura total	m	1,6	1,2 – 3	Cumple Resolución 0799
CH	Carga hidráulica	m/d	99,73	(500 – 1500 m/d)	No Cumple Resolución 0799
e	Espesor lecho de contacto	m	0,15	(0,15 – 0,20 m)	Cumple Resolución 0799
	Material Lecho de contacto	-	Coque	(Coque, carbón activado, ladrillo triturado, cerámica, resinas de intercambio iónico)	Cumple Resolución 0799

Fuente: Autor

El sistema de bandejas de aireación se puede considerar que satisface los requerimientos para tratamiento del caudal de diseño.

5.4.1 Optimización del sistema de aireación

De los resultados obtenidos del diagnóstico para el sistema de bandejas de aireación se estableció que no se cumple con los parámetros de carga hidráulica y distancia entre bandejas. Por tal motivo se propuso la reducción de las dimensiones de las bandejas a 0.6 m x 0.6 m manteniendo el número de 4 bandejas

$$A_{bandeja} = 0.6m \times 0.6m = 0.36m^2$$

$$A_{Total} = A_{bandeja} * N_{bandejas}$$

$$A_{Total} = 0.36m^2 * 4 \text{ bandejas} = 1.44m^2$$

Se verifica la carga hidráulica

$$CH = \frac{Q_D}{A_T}$$

$$CH = \frac{0.00905 \frac{L}{S} * 86400}{1.44m^2} = 543 \frac{m^3}{m^2d}$$

Se propone para cumplir con la resolución 0799 de 2021 un sistema de orificios en las bandejas de aireación con un diámetro de 0.5 cm y el diseño se realiza con las ecuaciones establecidas por los autores Rivas y Bravo (2015).

$$A_o = \frac{\pi * D_o^2}{4} = \frac{\pi * 0.005m^2}{4} = 0.0000196m^2$$

$$Q_o = C_d * A_o * \sqrt{2 * g * h}$$

$$Q_o = 0.85 * 0.0000196 * \sqrt{2 * g * 0.12} = 0.0000256 \frac{m^3}{s}$$

Posterior se propuso calcular el número de orificios por bandeja con la ecuación establecida por Rivas y Bravo (2015).

$$N_o = \frac{Q}{Q_o} = \frac{0.00905m^3/s}{0.0000256m^3/s} = 353$$

$$N_{o \text{ fila}} = \sqrt{N_o} = \sqrt{353} = 19$$

$$N_{Espacios} = N_{o \text{ fila}} + 1$$

$$Espacio_o = \frac{L - (D_o * N_{o \text{ fila}})}{N_{Espacios}} = \frac{0.6 - (0.005 * 19)}{20} = 0.025m$$

5.5 CANAL DE ENTRADA

El canal que conecta el aireador de bandejas y el floculador se encuentra construido en lámina metálica con una longitud aproximada de 6 m, un ancho de 0,26 m, una profundidad de 0,25 m y una pendiente aproximada de 0,3%; dentro del canal hay insertada una canaleta Parshall de 3" de garganta, para medición de caudal.



Imagen 9. Canal que conecta la torre de aireación con el floculador. Fuente: Autor

Para verificar la capacidad del canal para transportar el caudal se calcula la profundidad utilizando la ecuación de Manning:

$$Qn = \frac{1}{n} * \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} * So^{1/2}$$

$$Qn = \frac{1}{n} * \frac{[Yn(b + zYn)]^{5/3}}{[b + 2Yn\sqrt{1 + z^2}]^{2/3}} * So^{1/2}$$

Q: Caudal

n: Número de Manning

b: Ancho del canal

y: Profundidad del agua

S: Pendiente del canal

$$0,00905 = \frac{1}{0,04} * \frac{[Yn(0,26 + 0 * Yn)]^{5/3}}{[0,26 + 2Yn\sqrt{1 + 0^2}]^{2/3}} * 0,003^{1/2}$$

$$Y_n = 0,1501 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{2/3} * S^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{n} * 0,0697^{2/3} * 0,003^{1/2}$$

$$V = 0,23 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Los resultados del canal se muestran en la Tabla 6

Tabla 6 Diagnóstico canal que conecta la torre de aireación con el floculador

Diagnóstico canal de Interconexión				
Convención	Parámetro	unidad	Resultado	Valor de referencia
Q	Caudal de Diseño	L/s	9,05	N/A
b	Ancho del canal	m	0,26	N/A
L	Longitud del canal	m	6	N/A
h	Profundidad total del canal	m	0,25	N/A
S	Pendiente	%	0,3	N/A
Yn	Profundidad del agua	m	0,15	N/A
Rh	Radio hidráulico	m	0,0697	N/A
V	Velocidad en el canal	m/s	0,23	N/A

Fuente: Autor

El canal no requiere optimización ya que la profundidad del agua en el canal es inferior a la profundidad total de canal y se conserva un borde libre de aproximadamente 10 cm.

5.6 CANALETA PARSHALL

El aforo, mezcla rápida y aplicación del coagulante se realiza mediante una canaleta Parshall con un ancho de garganta de 3 pulgadas.



Imagen 10. Aforo y mezcla rápida mediante canaleta Parshall. Fuente: Autor

El diagnóstico se realizó teniendo en cuenta los parámetros y dimensiones para mezcladores hidráulicos establecidos por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria CEPIS, la resolución 0330 de 2017, el RAS 2000 título C .. Es importante mencionar que el diagnóstico se realizó mediante la metodología CEPIS y el autor Valencia (1992) de la siguiente manera sabiendo que la canaleta existente corresponde a un ancho de garganta de 3 pulgadas se utilizan los datos correspondientes de las tablas para este ancho.

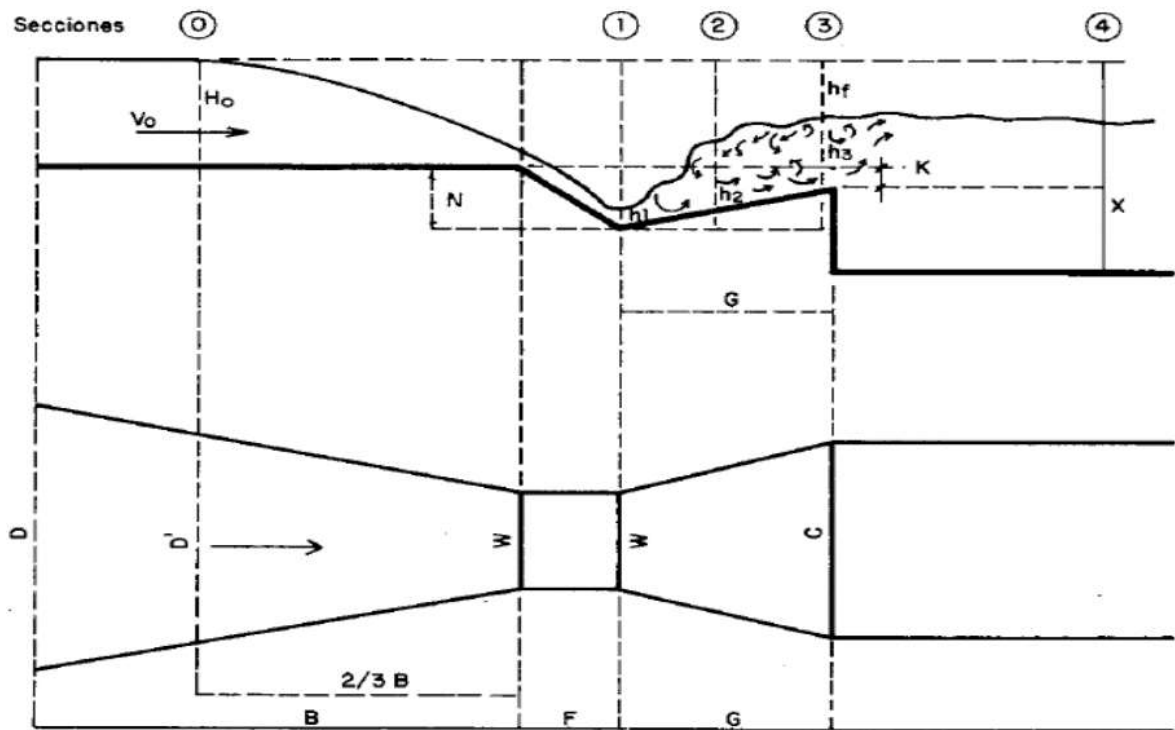


Imagen 11 Nomenclatura para las ecuaciones de la canaleta parshall. Fuente: CEPIS (Zumaleta y Martel, 2004), (Villamil, 2021), (Valencia, 1992)

Los cálculos se presentan en la Tabla 7

Tabla 7 Resultados diagnóstico medidor Parshall

Convención	Parámetro	Unidad	Resultado	Observación
QMD	Caudal Máximo Diario	L/d	781.920	
QMD	Caudal de diseño	L/s	9,050	
QMD	Caudal de diseño	m ³ /s	0,00905	
B	Ancho del canal en (m)	m	0,2600	Ancho del canal
W	Ancho de la garganta W	Pulg	3	Se escoge de acuerdo a la tabla 4 de caudales
W	Ancho de la garganta W	m	0,0762	
k	Constante k		3,704	
m	Constante m		0,646	
ho	Profundidad a la entrada	m	0,1773	
C	C	m	0,178	
D	D	m	0,259	
N	N	m	0,057	

Convención	Parámetro	Unidad	Resultado	Observación
D'	Valor de D'	m	0,198	
Vo	Velocidad en el punto cero	m/s	0,2577	
Eo	Energía en el punto cero	m	0,2377	
ho/W	ho/W		2,326542492	No Cumple. RAS 2013 establece 0,4 - 0,8
	Valor de $-2*Q*g/W$		-2,33019685	
V ₁	Valor de V1 para iteración	m/s	1,844	No Cumple. Ras establece que debe ser mayor a 2 m/s
h ₁	Altura de agua en 1		0,06442	
NF	Número de Froude. NF (F1)		2,31925	Cumple. RAS establece que debe estar entre 1,7 - 2,5
h ₂	Lámina agua después del resalto	m	0,18152	
V ₂	Velocidad		0,2801	
	Sumergencia = $(h_2 - N) / h_0$		0,7024	
C	C		0,38	
K	K		0,076	
h ₃	Altura h ₃ =h ₂ -(N-K)	m	0,2005	
V ₃	Velocidad agua sección de salida	m	0,1188	No Cumple RAS 2013. Debe ser mayor a 0,75
hf	Pérdida de carga hf = ho + N - h ₂		0,05276	
G	Longitud resalto		0,305	
Vm	Velocidad media en el resalto	m/s	0,981227482	
Tiempo	Tiempo de mezcla (s)	s	0,310835159	Cumple. Resolución 0330 establece < 1 s
T°	Temperatura del agua	°C	24	
	Densidad del agua	g/cm ³	0,99738	
	Viscosidad absoluta	g/cm.s	0,00916	
	Viscosidad cinemática	cm ² /s	0,00917	
	Viscosidad cinemática	m ² /s	0,000000917	
G	Gradiente de velocidad	s ⁻¹	1347	Cumple. Resolución 0330 1.000-2.000 s ⁻¹

Fuente: Autor

Acorde a los resultados obtenidos, el sistema de mezcla rápida cumple con los criterios más importantes que son los de la resolución 0330 de 2017 que corresponden al tiempo de mezcla y al gradiente de velocidad.

Se demostró que no se cumple con el criterio del RAS 2000 con respecto a la velocidad en 1 ni la velocidad en la zona 3; sin embargo, cumple parámetros importantes como el número de Froude, el tiempo de mezcla y el gradiente por lo tanto se considera que el sistema de aforo y mezcla rápida es adecuado.

5.7 DIAGNÓSTICO FLOCULADOR HIDRÁULICO DE FLUJO HORIZONTAL

El sistema se encuentra construido con placa de fondo y muros en concreto reforzado, dimensiones aproximadas 6,15 m de ancho y 5,18 m de longitud, provisto de placas planas de fibrocemento (22 unidades), con pendiente de fondo y en correcto estado de funcionamiento, salvo la acumulación de espuma en la parte inicial por excedente de sulfato y calidad propia del agua cruda. Al ingreso cuenta con una cámara de aquietamiento con el fin de disminuir la velocidad ya que posterior a la mezcla rápida cuenta con un sistema de caída que incrementa la velocidad.



Imagen 12 . Floculador hidráulico de flujo horizontal PTAP San Antonio Santa Bárbara.

Fuente: Autor

El diagnóstico se realizó empleando las ecuaciones establecidas por el autor Jairo Alberto Romero Rojas, Romero (2006) y los autores Rivas y Bravo (2015) sabiendo que se cuenta con la siguiente información:

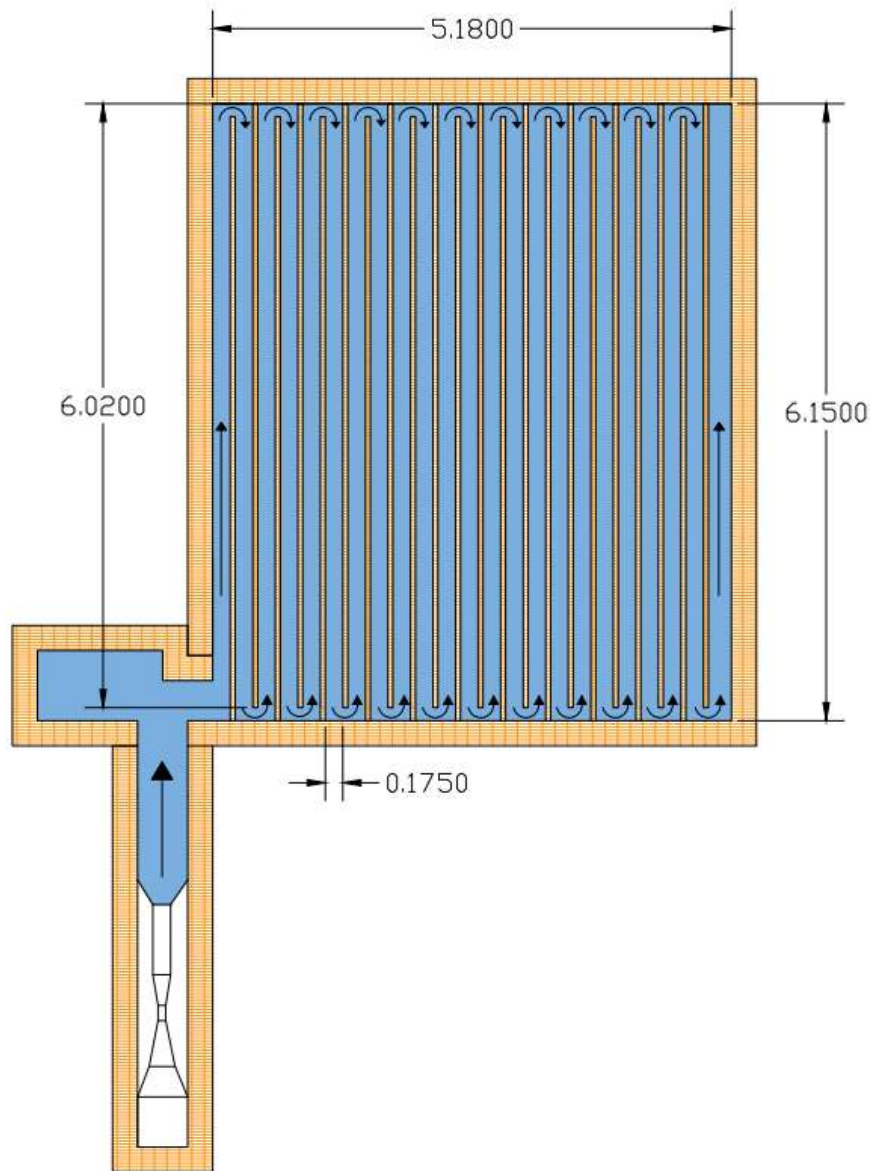


Imagen 13. Esquema del sistema actual de floculación. Fuente: Autor

Numero de baffles:

$$N_{baffles} = 22$$

Por lo tanto, el número de canales será:

$$N_{canales} = N_{baffles} + 1$$

$$N_{canales} = 22 + 1 = 23$$

Ancho del floculador:

$$B = 6.15m$$

Longitud del baffle:

$$L_{baffle} = 6.02m$$

Ancho en los giros:

$$\begin{aligned}b &= B - L_{baffle} \\b &= 6.15 - 6.02 = 0.13m\end{aligned}$$

Profundidad:

$$h = 0.85$$

Ancho de los canales:

$$a = 0.175m$$

Se calculó la velocidad en el canal:

$$V_1 = \frac{Q}{a * h}$$

$$V_1 = \frac{0.00905}{0.175 * 0.85} = 0.0608 \text{ m/s}$$

Longitud del Flujo:

$$\begin{aligned}L_{Flujo} &= N_{canales} * L_{canal} \\L_{Flujo} &= 23 * 6.15 = 141.45m\end{aligned}$$

Tiempo de retención:

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{L_{flujo}}{V_1} \\ \theta &= \frac{141.45}{0.0608} = 2326.48 \text{ s} = 38.75min\end{aligned}$$

Radio hidráulico:

$$\begin{aligned}R &= \frac{a * h}{a + 2h} \\ R &= \frac{0.175 * 0.85}{0.175 + 2 * 0.85} = 0.0793m\end{aligned}$$

Perdidas de carga en el canal:

$$\begin{aligned}h_{f1} &= \left(\frac{V_1 * n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 * L_{flujo} \\ h_{f1} &= \left(\frac{0.0608 * 0.013}{0.0793^{\frac{2}{3}}} \right)^2 * 141.45 = 0.0026m\end{aligned}$$

Las pérdidas en los giros se calculan mediante la teoría del autor Jorge Arboleda Valencia, Valencia (1992) el cual recomienda un coeficiente empírico por cambio de

dirección 3 utilizando la velocidad promedio del flujo que se calcula de la siguiente manera:

$$V_2 = \frac{Q}{b * h}$$

$$V_2 = \frac{0.00905}{0.13 * 0.85} = 0.0819 \text{ m/s}$$

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

$$V_m = \frac{0.0608 + 0.0819}{2} = 0.0714 \text{ m/s}$$

Se calcula la perdida en los giros mediante la metodología de Valencia (1992) que establece que el número de Manning para tabiques de cemento es de 0.013 y coeficiente empírico por cambio de dirección 3.

$$h_{f2} = (k * N_{Bafles}) \frac{Vm^2}{2g}$$

$$h_{f2} = (3 * 22) \frac{0.0714^2}{2g} = 0.017 \text{ m}$$

Perdida total:

$$h_{fT} = h_{f1} + h_{f2}$$

$$h_{fT} = 0.0026 + 0.017 = 0.0197 \text{ m}$$

se calculó Gradiente:

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

$$G = \sqrt{\frac{g * 0.0197}{0.0101 * 2326.48}} = 9.079 \text{ s}^{-1}$$

Por último, se verifica que se cumpla con el parámetro del RAS 2013:

$$b = 1.5 * a \quad \text{RAS 2013}$$

$$b = 1.5 * 0.175 = 0.26$$

No Se cumple con el parámetro ya que el ancho de los giros es de 0.13 y debería ser de 0.26.

Tabla 8 Resultados diagnóstico floculador hidráulico de flujo horizontal

Convención	Parámetro	Unidad	Resultado	Valor de Referencia	Observación
QMD	Caudal	L/s	9,05		
Nc	Número de canales	unidades	23		
Nz	Número de zonas	unidades	1	3 zonas	No cumple. resolución 0330
h	Profundidad del agua	m	0,85	(1-2 m)	No cumple. RAS 2000
a	Ancho de canales	m	0,175		
e	Espesor de los baffles	m	0,06		
n	Número de manning	Adimensional	0,013	Para concreto	
b	Ancho en los giros	m	0,13	(1,5 a)	No cumple. RAS 2000
B	Ancho total de la zona	m	6,15		
V1	Velocidad del flujo	m/s	0,0608	No cumple. RAS 2000 establece entre 0,1-0,6 m/s	No cumple. RAS 2000
L	Longitud total del flujo	m	141,45		
n	Número de canales		23		
Θ	Tiempo de retención	min	38,75	20 – 40 minutos	Cumple. Res. 0799
V2	Velocidad en los giros	m/s	0,0819		
Vm	Velocidad promedio	m/s	0,0714		
K	Coefficiente de pérdidas en los giros	Adimensional	3		
hf1	Perdida en los canales	m	0,0026		
hf2	Perdida en los giros	m	0,017		
hf	Pérdidas totales	m	0,0197		
G	Gradiente	s ⁻¹	9,08	(10-70 s ⁻¹)	No Cumple. Resolución 0799
Lr	Longitud recta de la zona	m	5,18		

Fuente: Autor

5.7.1.1 OPTIMIZACIÓN FLOCULACIÓN HIDRÁULICA

Para la optimización del floculador hidráulico de flujo horizontal se propone dividir el floculador existente en 3 zonas, ya que cuenta con un ancho de 6,15 m.

En el diseño actual la longitud de los tabiques es de 6,02 m. Se propone para la optimización dividir esa longitud en 3 zonas de gradiente diferente (Imagen 15).

Con el fin de cumplir con la velocidad establecida por el RAS 2013, entre 0,1 y 0,6 m/s se propone cambiar el ancho de los canales de la siguiente manera:

$$a_{\text{zona 1}} = 0,09\text{m}$$

$$a_{\text{zona 2}} = 0,10\text{m}$$

$$a_{\text{zona 3}} = 0,11\text{m}$$

Adoptando una profundidad del agua de 0,9 m, que a pesar que no cumple con el Ras, fue necesario adoptar este valor ya que con valores superiores los canales quedarían bastante angostos. se calculó la velocidad en el canal:

$$V_{1 \text{ zona 1}} = \frac{Q}{a * h} = \frac{0,00905}{0,09 * 0,9} = 0,11 \text{ m/s}$$

$$V_{1 \text{ zona 2}} = \frac{Q}{a * h} = \frac{0,00905}{0,10 * 0,9} = 0,10 \text{ m/s}$$

$$V_{1 \text{ zona 3}} = \frac{Q}{a * h} = \frac{0,00905}{0,11 * 0,9} = 0,09 \text{ m/s}$$

El ancho de los giros se calculó para dar cumplimiento a lo establecido por el RAS 2000 con la ecuación:

$$b_{\text{zona 1}} = 1,5 * a = 1,5 * 0,09 = 0,14 \text{ m}$$

$$b_{\text{zona 2}} = 1,5 * a = 1,5 * 0,10 = 0,15 \text{ m}$$

$$b_{\text{zona 3}} = 1,5 * a = 1,5 * 0,11 = 0,17 \text{ m}$$

Por lo tanto, el ancho total de cada zona:

$$B_{\text{zona 1}} = b_{\text{zona1}} + L_{\text{Tabique}} = 0,14 + 1,8 = 1,94\text{m}$$

$$B_{\text{zona 2}} = b_{\text{zona2}} + L_{\text{Tabique}} = 0,15 + 1,8 = 1,95\text{m}$$

$$B_{\text{zona 3}} = b_{\text{zona3}} + L_{\text{Tabique}} = 0,17 + 1,8 = 1,97\text{m}$$

Se confirmó el ancho total del floculador el cual debe coincidir con el ancho existente de 6,15m:

$$B_{\text{Total}} = b_{\text{zona1}} + b_{\text{zona2}} + b_{\text{zona3}} + 2 * \text{ancho muros}$$

$$B_{\text{Total}} = 1,94 + 1,95 + 1,97 + 2 * 0,15 = 6,15$$

Adoptando un tiempo de retención de 10 minutos por cada zona se calculó la longitud total del flujo:

$$L_{\text{flujo } z1} = V_{1 \text{ zona } 1} * \theta_{\text{zona } 1} = 0.111 * 10 \text{min} = 67,04 \text{m}$$

$$L_{\text{flujo } z2} = V_{1 \text{ zona } 2} * \theta_{\text{zona } 2} = 0.1006 * 10 \text{min} = 60,33 \text{m}$$

$$L_{\text{flujo } z3} = V_{1 \text{ zona } 3} * \theta_{\text{zona } 3} = 0.0914 * 10 \text{min} = 54,85 \text{m}$$

Se calculó el número de canales conociendo la longitud total del flujo:

$$N_{\text{canales } z1} = \frac{L_{\text{flujo } z1}}{B_{\text{zona } 1}} = \frac{67,04}{1,935} = 35$$

$$N_{\text{canales } z2} = \frac{L_{\text{flujo } z2}}{B_{\text{zona } 2}} = \frac{60,33}{1,95} = 31$$

$$N_{\text{canales } z3} = \frac{L_{\text{flujo } z3}}{B_{\text{zona } 3}} = \frac{54,85}{1,965} = 28$$

La Tabla 9 muestra los resultados para la optimización del floculador hidráulico

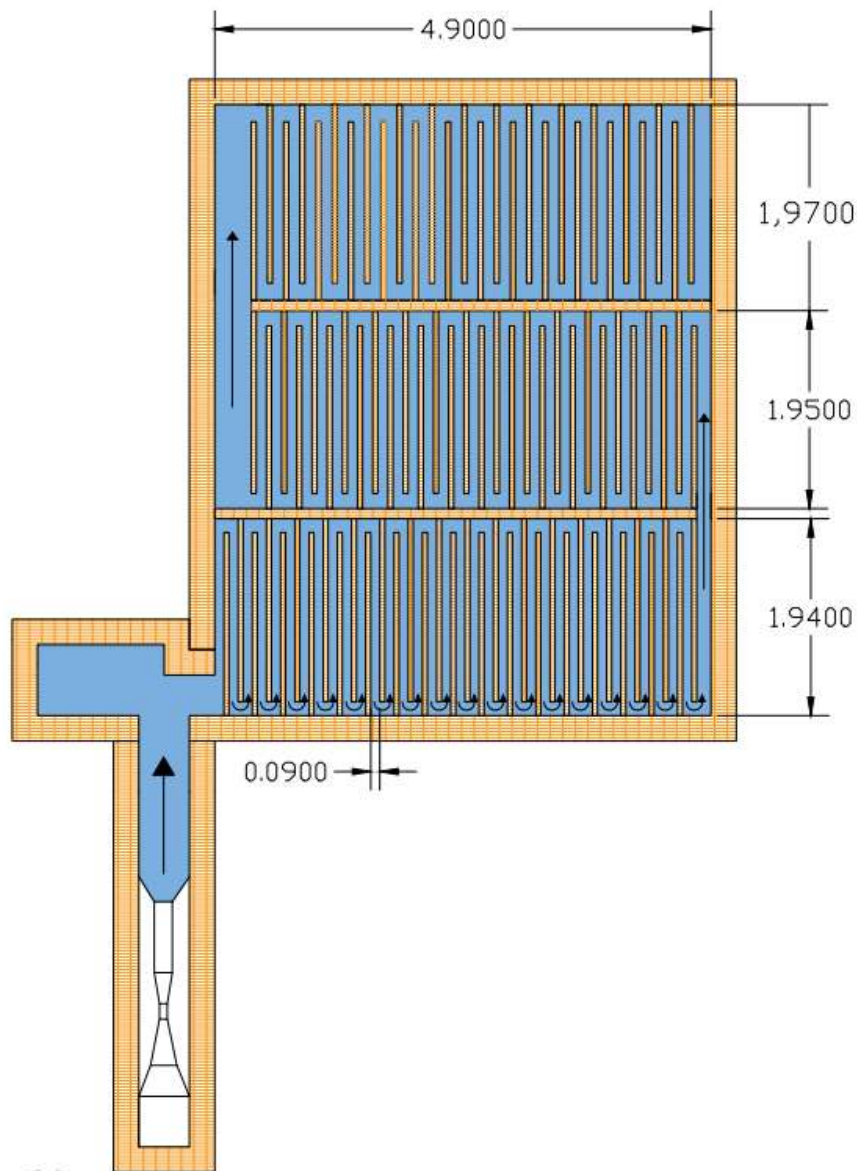


Imagen 14 Propuesta optimización sistema de floculación vista planta. Fuente: Autor

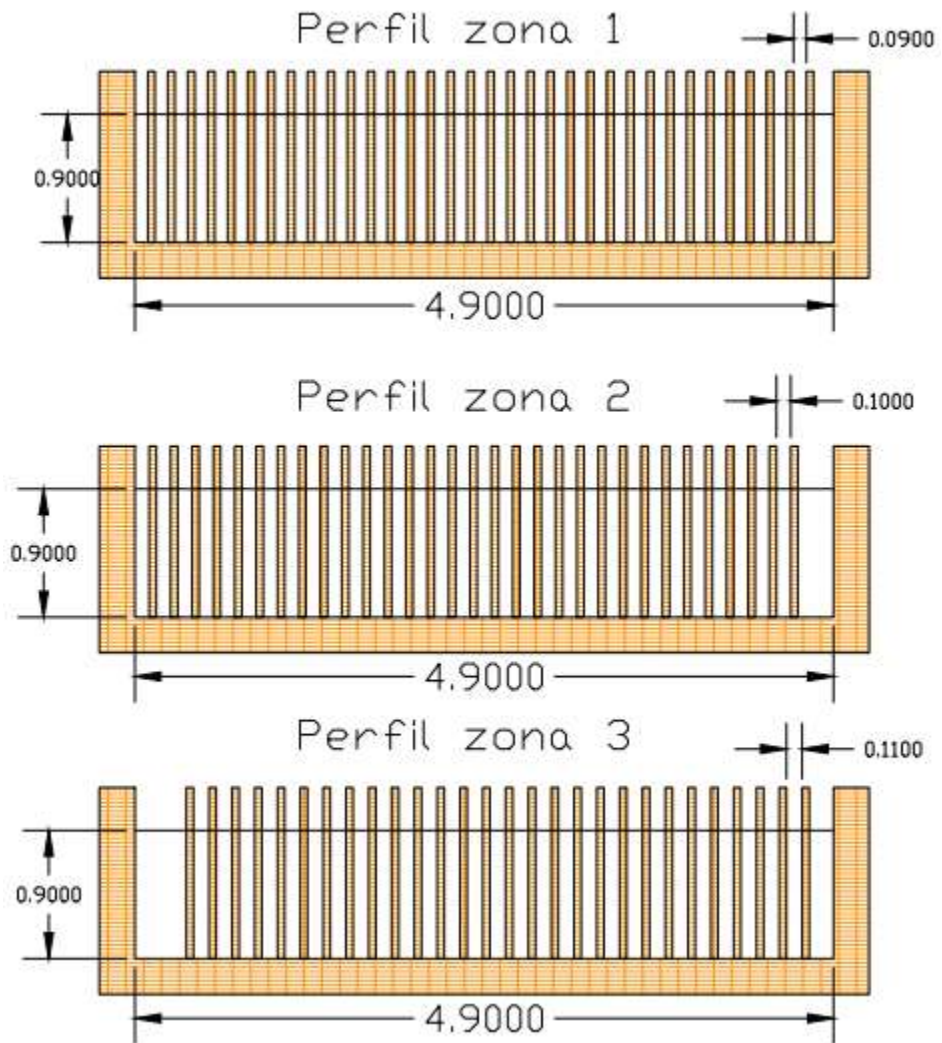


Imagen 15 Propuesta optimización sistema de floculación vista perfil. Fuente: Autor

Tabla 9 Resultados optimización floculador hidráulico de flujo horizontal

Convención	Zona 1	Unidad	Resultado	Observación
QMD	Caudal	L/d	781.920	
QMD	Caudal	L/s	9,05	
QMD	Caudal	m ³ /s	0,00905	
h	Profundidad del agua	m	0,9	Cumple RAS (1-2m)
a	Ancho de Canales	m	0,090	
b	Ancho en los giros	m	0,135	Cumple RAS 2013 (1,5 a)
B	Ancho total de la zona	m	1,935	
n	Número de manning	Adimensional	0,013	
V1	Velocidad del flujo	m/s	0,1117	Cumple RAS establece entre 0,1-0,6 m/s
L	Longitud total del flujo	m	67,72	
n	Número de canales		35	
Θ	Tiempo de retención	min	10,1	Cumple Resolución 0799. Establece entre 20 – 40 minutos
V2	Velocidad en los giros	m/s	0,0745	
Vm	Velocidad promedio	m/s	0,093	
K	Coefficiente de perdidas en los giros	Adimensional	3	
hf1	Perdida en los canales	m	0,0095	
hf2	Perdida en los giros	m	0,045	
hf	Pérdidas totales	m	0,055	
G	Gradiente	s ⁻¹	29,6	Cumple con Resolución 0799 (10-70 s ⁻¹)
Lr	Longitud recta de la zona	m	4,85	

Convención	Zona 2	Unidad	Resultado	Observación
QMD	Caudal	L/d	781.920	
QMD	Caudal	L/s	9,05	
QMD	Caudal	m ³ /s	0,00905	
h	Profundidad del agua	m	0,9	Cumple. RAS (1-2m)
a	Ancho de canales	m	0,10	
b	Ancho en los giros	m	0,15	Cumple. RAS (1,5 a)
B	Ancho total de la zona	m	1,95	
n	Número de manning	Adimensional	0,13	
V1	Velocidad del flujo	m/s	0,1006	Cumple. RAS establece entre 0,1-0,6 m/s
L	Longitud total del flujo	m	60,45	
n	Número de canales		31	
Θ	Tiempo de retención	min	10	Cumple resolución 0799. Establece entre 20 – 40 minutos
V2	Velocidad en los giros	m/s	0,067	
Vm	Velocidad promedio	m/s	0,084	
K	Coefficiente de perdidas en los giros	Adimensional	3	
hf1	Perdida en los canales	m	0,006	
hf2	Perdida en los giros	m	0,032	
hf	Pérdidas totales	m	0,038	
G	Gradiente	s ⁻¹	24,85	Cumple resolución 0799 (10-70 s ⁻¹)
Lr	Longitud recta de la zona	m	4,60	

Convención	Zona 3	Unidad	Resultado	Observación
QMD	Caudal	L/d	781.920	
QMD	Caudal	L/s	9,05	
QMD	Caudal	m ³ /s	0,00905	
h	Profundidad del agua	m	0,9	Cumple RAS (1-2m)
a	Ancho de canales	m	0,11	
b	Ancho en los giros	m	0,165	Cumple RAS (1,5 a)
B	Ancho total de la zona	m	1,965	
n	Número de manning	Adimensional	0,13	
V1	Velocidad del flujo	m/s	0,0914	Cumple RAS (0,1- 0,6 m/s)
L	Longitud total del Flujo	m	55,02	
n	Numero de canales		28	
Θ	Tiempo de retención	min	10	Cumple resolución 0799. Establece entre 20 – 40 minutos
V2	Velocidad en los giros	m/s	0,0609	
Vm	Velocidad promedio	m/s	0,076	
K	Coefficiente de perdidas en los giros	Adimensional	3	
hf1	Pérdida en los canales	m	0,004	
hf2	Pérdida en los giros	m	0,024	
hf	Pérdidas totales	m	0,028	
G	Gradiente	s ⁻¹	21,25	Cumple con la resolución 0799 (10-70 s ⁻¹)
Lr	Longitud recta de la zona	m	4,43	

Fuente: Autor

Como se observa en los resultados obtenidos, el gradiente de velocidad cumple con la resolución 0799 de 2021 ya que se encuentra dentro del rango establecido (10 – 70 S⁻¹), por otra parte también va de manera descendente desde la primera zona hasta la tercera. Es importante mencionar que la resolución 0799 establece que el gradiente promedio entre las tres zonas debe ser cercano a 40 S⁻¹ para lo cual este parámetro no se cumplió, sin embargo los gradientes se encuentran dentro del rango establecido.

5.8 DIAGNÓSTICO SEDIMENTADOR DE ALTA TASA

La PTAP cuenta con un sedimentador de alta tasa de placas paralelas construido en concreto reforzado y cuenta con una sola zona de sedimentación con unas dimensiones de

1,15 m de ancho y 5,15 m de longitud. el personal encargado suministró una información de la profundidad aproximada de 2,5 m.

La zona de entrada consta de una tubería la cual se conecta desde el fondo del floculador hasta el sedimentador, sin embargo, debido a que es una tubería sumergida no fue posible su visualización y por tanto tampoco su dimensionamiento.



Imagen 16 Sedimentador de alta tasa de placas PTAP San Antonio Santa Bárbara.

Fuente: Autor

De la visita de campo se conocieron los siguientes datos:

Longitud total del sedimentador:

$$L_h = 5,15m$$

Ancho de la zona de sedimentación:

$$B = 1,15m$$

La longitud de las placas es de 1,2 m dado que el sedimentador es de baja profundidad. Se supone que las placas se encontraban a un ángulo de inclinación de 60° y a 5 cm de separación entre ellas.

Reemplazando los datos se despejó el número de canales:

$$n = 68 \text{ canales}$$

Para el cálculo de la velocidad crítica de sedimentación se tomó como factor de forma el establecido por la resolución 0799 en la Tabla 10.

Tabla 10 Factor de forma Resolución 0799 y 0330

Tipo de Módulo de alta tasa	Factor de forma
Placas planas paralelas	1
Tubos circulares	4/3
Tubos cuadrados	11/8
Tubos ondulados	1,3
Otras secciones tubulares	1,33 – 1,42

Fuente: Ministerio de vivienda Ciudad y Territorio (2021)

Se calcula la velocidad de sedimentación ascensional

$$V_0 = \frac{Q}{A * Sen\theta}$$

$$V_0 = \frac{781,92 \text{ m}^3/d}{(1,15m * 5,15m) * Sen60} = 152,45 \frac{m}{d}$$

$$V_0 = 0,176 \frac{cm}{s}$$

Se calcula el Numero de Reynolds:

$$N_R = \frac{V_0 * e}{\mu}$$

$$N_R = \frac{0,176 * 0,05}{0,0101 \text{ cm}^2/s} = 87,35$$

Posterior se calcula la velocidad crítica de sedimentación

$$V_{cs} = \frac{V_0 * S_c}{Sen\theta + \left(\frac{L}{e} - 0.013N_R\right) * Cos\theta}$$

$$V_{cs} = \frac{152,45 * 1}{Sen60 + \left(\frac{1,2}{0,05} - 0,013 * 87,35\right) * Cos60} = 12,4 \text{ m/d}$$

$$V_{cs} = 0,86 \text{ cm/min}$$

Se verifica la carga Hidráulica Superficial

$$C_H = V_0 * Sen\theta$$

$$C_H = 152,45 * \text{Sen}60 = 132 \frac{m^3}{m^2d}$$

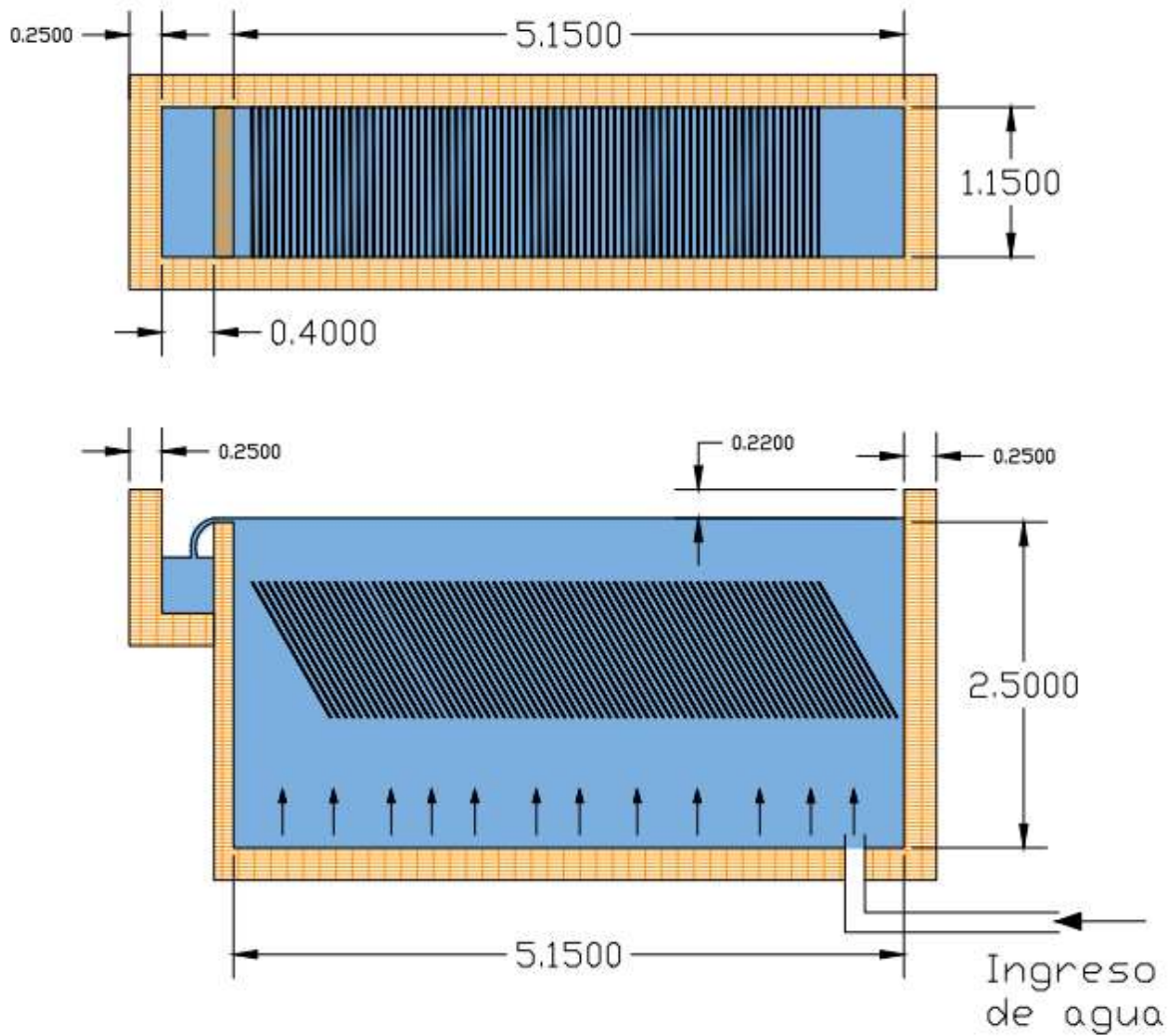


Imagen 17 . Esquema sistema existente de sedimentación de alta tasa. Fuente: Autor

En la Tabla 11 se muestran los resultados obtenidos para el diagnóstico del sedimentador de alta tasa.

Tabla 11 Diagnóstico sedimentador de alta tasa PTAP San Antonio Santa Bárbara

Convención	Parámetro	Unidad	Resultado	Observación
QMD	Caudal	L/s	9,05	
B	Ancho de la zona de sedimentación	m	1,15	
hp	Profundidad de la placa	m	1,2	
ep	Espesor de la placa	m	0,008	Cumple con RAS 2000. Establece entre 8-10 mm
e	Separación entre placas o ancho de canal	m	0,05	Cumple con RAS 2000.
Lh	Longitud del sedimentador	m	5,15	
La	Longitud de Acceso	m	0	No Cumple con Resolución 0799.
n	Número de canales	m	68	
At	Área transversal	m ²	3,91	
As	Área Superficial	m ²	5,92	
Vo	Velocidad ascendente del flujo	m/d	152,45	
Vo	Velocidad ascendente del flujo	cm/s	0,176	
TR	Tiempo de Retención	min	11,33	Cumple con el RAS 2000. Establece entre (10 -15 minutos)
θ	Angulo de inclinación	°	60	Cumple con RAS 2013. Establece entre 45-60°
CH	Carga hidráulica superficial	m ³ /m ² d	132,025	Cumple con Res 0799. Establece entre 120 – 185 m ³ /m ² d para módulos angostos
NR	Número de Reynolds	-	87,35	Cumple con el Res 0799. Establece <500
Vcs	Velocidad crítica de sedimentación	m/d	12,4	
Vcs	Velocidad crítica de sedimentación	cm/min	0,86	No Cumple con Resolución 0799. Establece 15-30 cm/min
Cv	Carga sobre el vertedero	cm	3	

Fuente: Autor

De acuerdo a los resultados obtenidos, únicamente se incumple con el parámetro de velocidad crítica de sedimentación, sin embargo, está por debajo del límite permisible lo que favorece a la sedimentación y garantiza que las partículas no serán separadas.

5.8.1 OPTIMIZACIÓN SEDIMENTADOR DE ALTA TASA

Según los resultados de la Tabla 11 la zona de sedimentación cumple tanto con los parámetros de la Resolución 0330 como con los de la 0799 y el RAS 2013 por tanto, no se requiere optimización.

No se logró realizar diagnóstico a la zona de entrada ya que es sumergida. Sin embargo, el personal encargado informó que se realiza mediante tubería. Con esta información se propone un sistema de entrada mediante tubería perforada.

La metodología empleada por los autores Rivas y Bravo (2015) establece que se debe proyectar 1 flauta por cada 1,2 m de ancho. En este caso como el ancho de la zona es inferior a 1,2 m se proyecta 1 flauta.

$$N_{flautas} = 1$$

Se propone como diámetro de orificios 2 pulgadas para garantizar que se respete el gradiente de la última cámara de floculación.

$$D_{orif} = 2 \text{ pulg}$$

$$D_{orif} = 0.0508m$$

Área de cada orificio:

$$A_{orif} = \frac{\pi}{4} * D^2$$

$$A_{orif} = \frac{\pi}{4} * 0.0508^2 = 0.002027m^2$$

Se asume una velocidad de flujo de 0,12 m/s teniendo en cuenta que es recomendable que no sea superior a 0,20 m/s.

$$V_{flujo} = 0,12 \text{ m/s}$$

Gradiente de velocidad:

$$G = \sqrt{\frac{0,03 * V^3}{v * 8 * R}}$$

$$G = \sqrt{\frac{0,03 * 0,12^3}{0,00000101 * 8 * \frac{0,0508}{4}}} = 22,48$$

Se obtiene un gradiente de 22,48 s⁻¹ valor bastante cercano al gradiente de la última cámara de floculación; por tanto se concluye que el diámetro y velocidad asumidos fueron adecuados basado en la metodología de Rivas y Bravo (2015).

Caudal por orificio:

$$Q_o = \frac{\pi * D^2}{4} * V$$

$$Q_o = \frac{\pi * 0.0508^2}{4} * 0.12 = 0.0002432 \text{ m}^3/\text{s}$$

Numero de orificios en la flauta:

$$N_{Orificios} = \frac{Q}{Q_o}$$
$$N_{Orificios} = \frac{0.00905}{0.0002432} = 38$$

Los autores Rivas y Bravo (2015) establecen que debe haber una relación entre el diámetro de los orificios y el diámetro de la tubería de reparto cercano a 0,25. Por tanto, se calcula el diámetro de la tubería de reparto teniendo en cuenta la relación mencionada anteriormente.

$$\frac{D_{Orif}}{D_{flauta}} = 0,25$$

$$D_{flauta} = \frac{D_{orif}}{0,25}$$
$$D_{flauta} = \frac{0,0508}{0,25} = 0,20m$$

Para cumplir con las especificaciones del RAS y del Centro Panamericano de Ingeniería sanitaria CEPIS se recomienda verificar la existencia de 3 tolvas de lodos en el sedimentador, con una profundidad en la sección recta de 0,5 m y una profundidad en el tronco de la pirámide de la tolva de 1 m.

5.9 DIAGNÓSTICO SISTEMA DE FILTRACIÓN

El sistema de filtración de la PTAP San Antonio Santa Barbara está conformado por un filtro rápido de flujo descendente con dos canaletas para recolección de agua de lavado. El día de la revisión el filtro se encontraba fuera de operación debido a que no contaba con los medios filtrantes de arena y antracita, soportados sobre lecho de grava.



Imagen 18 Sistema de Filtración PTAP San Antonio Santa Bárbara. Fuente: Autor

Las dimensiones del sistema de filtración se describen a continuación:

Longitud del filtro:

$$L_{filtro} = 3,94m$$

Ancho del filtro:

$$a_{filtro} = 3,64m$$

Profundidad del filtro:

$$H_{filtro} = 2,21m$$

Área de filtro

$$A_{filtro} = L_{filtro} * a_{filtro}$$
$$A_{filtro} = 3,94 * 3,64 = 14,34 \text{ m}^2$$

Número de Filtros:

$$N_{filtros} = 1$$

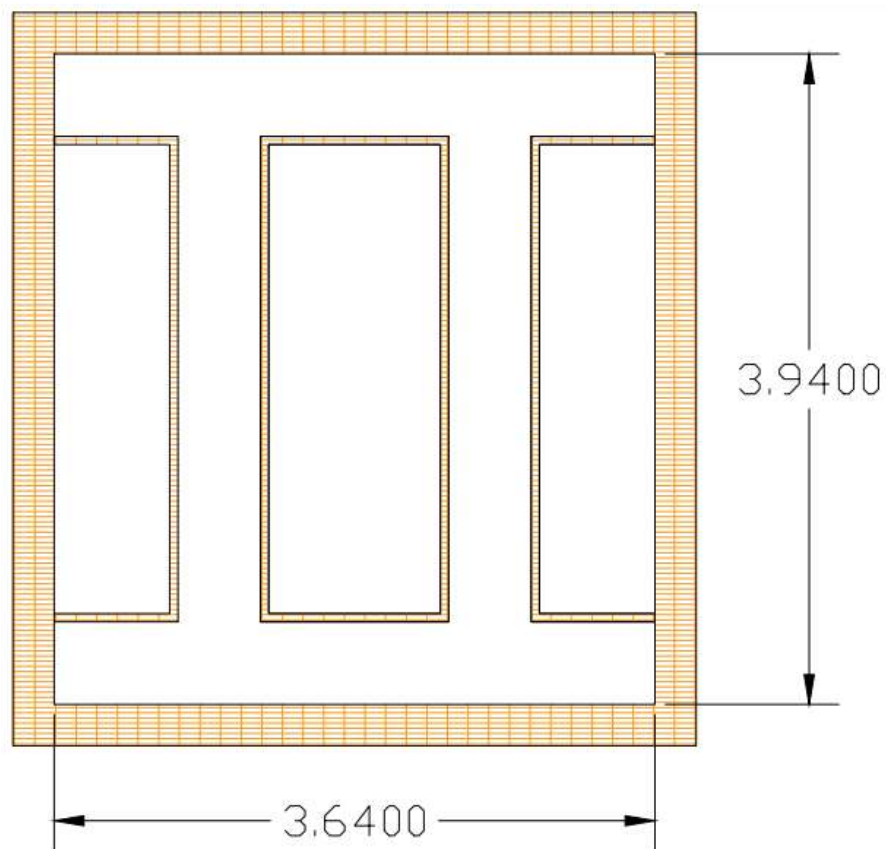


Imagen 19 Esquema vista en planta sistema existente de filtración. Fuente: Autor

Se verificó la tasa de filtración:

$$C_H = \frac{Q}{A_{Filtros}}$$

$$C_H = \frac{781,92}{14,34} = 54,52 \text{ m/}$$

El sistema de filtración cuenta con un tanque de almacenamiento de agua para lavado por contraflujo como se muestra en la imagen 20.



Imagen 20 Almacenamiento de agua para lavado del filtro. Fuente: Autor

La capacidad del tanque elevado es de 77 m^3 que permite un lavado del filtro durante 10 minutos a una tasa de 9 mm/s . Sin embargo no se realiza actualmente ya que el filtro no cuenta con los lechos filtrantes.

Tabla 12 Diagnóstico sistema de filtración PTAP San Antonio Santa Bárbara

Convención	Parámetro	Unidad	Resultado	Observación
QMD	Caudal	L/d	781.920	
QMD	Caudal	L/s	9,05	
QMD	Caudal	m ³ /s	0,00905	
QMD	Caudal	m ³ /d	781,92	
N	Número de Filtros	unid	1	No Cumple resolución 0799. Establece mínimo 3 unidades
L	Longitud del Filtro	m	3,94	
a	Ancho del filtro	m	3,64	
Hfiltro	Profundidad total	m	2,21	
A	Área de filtro	m ²	14,34	
CH	Tasa de filtración	m/d	54,52	No cumple resolución 0799. Establece 180 – 350 m/d para filtros rápidos con lecho mixto. Sin embargo, se puede inferir que el filtro se encuentra sobredimensionado
h medio	Profundidad del medio filtrante	m	No cuenta con medio	Resolución, establece: arena 0,15 – 0,3 m y antracita 0,4 – 0,6 m

Fuente: Autor

De acuerdo con los resultados obtenidos se demuestra que el filtro se encuentra sobredimensionado lo que indica que tiene capacidad de abastecer caudales mayores al de diseño.

5.9.1 OPTIMIZACIÓN SISTEMA DE FILTRACIÓN

El filtro requiere la dotación del medio filtrante:

ARENA: Profundidad 0,30 m ; tamaño efectivo 0,5 mm; CU 1,4

ANTRACITA: Profundidad 0,45 m ; tamaño efectivo 1,2 mm; CU 1,5

Las características técnicas para el material filtrante se adoptaron considerando las normas RAS 2000 Lievano (2013). En la ficha C.FI.1 del título C y las recomendadas por Arboleda Valencia, Valencia (1992) en su libro de teoría y práctica de la purificación del agua.

Tabla 13 Propiedades y granulometría de los lechos en filtros rápidos RAS 2000

Tabla C.Fi.1.1 Propiedades físicas generales y granulometría de los medios utilizados en filtros rápidos						
Propiedad	Unidad	Granate	Ilmenita	Arena	Antracita	GAC
Tamaño efectivo	mm	0.2-0.4	0.2-0.4	0.4-0.8	0.8-2.0	0.8-2.0
Coefficiente de uniformidad	UC	1.3-1.7	1.3-1.7	1.3-1.7	1.3-1.7	1.3-2.4
Densidad	g/mL	3.6-4.2	4.5-5.0	2.65	1.4-1.8	1.3-1.7
Porosidad	%	45-58	N/A	40-43	47-52	N/A
Dureza	Moh	6.5-7.5	5-6	7	2-3	Bajo

Fuente: Lievano (2013)

En la Tabla 13 establecida por el RAS 2000 se propusieron los siguientes parámetros para la Arena,

$$\begin{aligned} \text{Tamaño efectivo } D_{10} &= 0,55 \text{ mm} \\ \text{Coeficiente de uniformidad } C_U &= 1,5 \\ \text{Porosidad} &= 0,42 \\ \text{Coeficiente de esfericidad} &= 0,80 \\ \text{densidad de la Arena} &= 2,65 \text{ g/cm}^3 \end{aligned}$$

Se calculó la abertura del tamiz que deja pasar el 60% de la arena con la ecuación del libro de Arboleda Valencia

$$\begin{aligned} D_{60} &= C_U * D_{10} \\ D_{60} &= 1,5 * 0,55 = 0.825 \text{ mm} \end{aligned}$$

Se graficaron los puntos D10 y D60 y se obtuvo la curva granulométrica par el lecho de arena.

Tabla 14 Calculo curva granulométrica para la arena

Curva granulométrica de la arena				
	X	Y	Ln(X)	a
D10	0,55	10	-0,597837001	83,72237325
Cu	1,5			
D60	0,825	60	-0,192371893	83,72237325
		Pendiente	123.3151731	

	Y	X(mm)
D0	0	0,5072
D10	10	0,5500
D20	20	0,5965
D30	30	0,6468
D40	40	0,7015

	Y	X(mm)
D50	50	0,7607
D60	60	0,8250
D70	70	0,8947
D80	80	0,9703
D90	90	1,0522
D100	100	1,1411

Fuente: Autor

El lecho de antracita se seleccionó siguiendo las recomendaciones del CEPIS (1992), el cual establece que este se debe diseñar en función de las características de la arena acorde a los criterios indicados en la tabla con el fin que la intermezcla entre la arena y la antracita en el nivel en que se unen la arena más fina y la antracita más gruesa no sea mayor a 3.

Tabla 15 Criterios CEPIS para seleccionar la antracita en función de las características de la arena

Características	Símbolo	Criterio
Tamaño correspondiente al 90% que pasa la malla	D'_{90}	$D'_{90} = 3 D_{10}$
Tamaño efectivo (mm)	D'_{10}	$D'_{10} = D_{90} / 2$
Espesor de la arena (cm)	L_1	$L_2 = 2 L_1$
Tamaño correspondiente al 60% que pasa la malla	D'_{60}	$D'_{60} = 1,5 D'_{10}$

Fuente: CEPIS (1992)

El D90 de la antracita como se mencionaba anteriormente se calcula en función de la arena y viene dado por la expresión del autor Parra (1981).

$$D_{90 \text{ Antracita}} = C * D_{10 \text{ Arena}}$$

$$D_{90 \text{ Antracita}} = 3 * 0,55 = 1,65 \text{ mm}$$

La porosidad y el coeficiente esfericidad se seleccionaron de las tablas Ras (Lievano 2013):

$$Porosidad = 0,52$$

$$Coeficiente \text{ de esfericidad} = 0,70$$

Se graficó la curva granulométrica para la antracita.

Tabla 16 Calculo curva granulométrica para la antracita

C	3			
Curva granulométrica de la antracita				
	X	Y	Ln(X)	A

D10				
Cu	1,5			
D60				
D90	1,65	90	0,500775288	28,24680868
Pendiente	123,3151731			

	Y	X
D0	0	0,79528
D10	10	0,86246
D20	20	0,93531
D30	30	1,01432
D40	40	1,10000
D50	50	1,19292
D60	60	1,29369
D70	70	1,40297
D80	80	1,52148
D90	90	1,65000
D100	100	1,78938

Fuente: Autor

Las profundidades de los lechos filtrantes se adoptaron de la resolución 0799.

$$h_{arena} = 0,3 \text{ m}$$

$$h_{antracita} = 0,6 \text{ m}$$

$$h_{total \text{ lecho } f} = 0,9 \text{ m}$$

Las profundidades de los lechos de soporte se propusieron acorde a lo que establece el (O. CEPIS 1992).

Tabla 17 Profundidades de los lechos de soporte

CAPA	ESPEJOR (Cm)	Tamaño (pulgadas)
1	7.5	1/8 - 1/4
2	7.5	1/4 - 1/2
3	7.5	1/2 - 3/4
4	10	3/4 - 1,5
Fondo	12.5	1,5 - 2
TOTAL	45	

Fuente: CEPIS (1992)

$$h_{grava} = 0,45 \text{ m}$$

$$h_{falso \text{ fondo}} = 0,45 \text{ m}$$

5.10 SISTEMA DE CLORACIÓN

La PTAP San Antonio Santa Bárbara no cuenta con un sistema para desinfección del agua tratada.

Con el fin de dar solución se diseña un sistema de desinfección mediante cloro gaseoso empleando la metodología y ecuaciones establecidas por CEPIS (1992).

5.10.1 DISEÑO ESTACIÓN DE CLORACIÓN

Para el diseño de la estación de Cloración se parte de la dosis óptima de cloro calculada en el laboratorio de demanda de cloro para la cual el resultado fue

$$D = 2 \text{ mg/L}$$

El CEPIS (1992) establece que la concentración de la solución del cloro liquido es de:

$$C_{\text{solución}} = 3.500 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Periodo de almacenamiento según recomendaciones del CEPIS:

$$t_{\text{almacenamiento}} = 90 \text{ días}$$

Se propone utilizar cilindros de 67 kg debido a que la PTAP se encuentra localizada en una zona de difícil acceso, por lo tanto, sería más fácil el traslado de los cilindros con menor peso.

La tasa máxima de extracción de cloro Ras 2000 para un cilindro de 67 kg es:

$$Tasa_{\text{Extracción}} = 16 \text{ kg/d}$$

El caudal de agua que entra al inyector

$$q = \frac{Q * Dosis}{Concentración_{\text{solución}}}$$
$$q = \frac{9,05 \frac{\text{L}}{\text{s}} * 4 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{3500 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} = 0,010 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

Tabla 18 Resultados estación de cloración

Convención	Parámetro	Unidad	Resultado	Observación
QMD	Caudal	L/d	781.920	
QMD	Caudal	L/s	9,05	
QMD	Caudal	m ³ /s	0,00905	
QMD	Caudal	m ³ /d	781,92	
D	Dosis (calculada del ensayo de demanda de cloro)	mg/L	2	
C Sol	Concentración de solución	mg/L	3.500	CEPIS
CL	Cloro requerido	kg/d	1,56	CEPIS
t	Periodo de almacenamiento	d	90	CEPIS
P Cil	Peso del cilindro	kg	67	CEPIS
N cil	Número de cilindros	unid	2	
A	Área requerida	m ²	0,2	
T Ext	Tasa máxima de extracción de cloro	kg/d	16	RAS 2000
q	Agua que entra al inyector	L/s	0,008	Cumple con ecuación del CEPIS
C req	Capacidad requerida	kg/h	0,098	

Fuente: Autor

5.10.1.1 PROPUESTA DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO COMO TANQUE DE CONTACTO

Como optimización se propone utilizar el tanque de almacenamiento que ya existe y aprovechar su volumen para darle funcionalidad como un tanque de contacto.



Imagen 21 Tanque de almacenamiento PTAP San Antonio Santa Barbara. Fuente: Autor

Se verificó el cumplimiento del tanque actual conforme a la normatividad vigente:

$$a_{\text{tanque}} = 6 \text{ m}$$

$$L_{\text{tanque}} = 6 \text{ m}$$

$$H_{\text{tanque}} = 2,14 \text{ m}$$

Se calculó el volumen:

$$Vol_{\text{tanque}} = a_{\text{tanque}} * L_{\text{tanque}} * H_{\text{tanque}}$$

$$Vol_{\text{tanque}} = 6 * 6 * 2,14 = 77,04 \text{ m}^3$$

Se verificó el tiempo de retención:

$$\theta = \frac{Vol_{\text{tanque}}}{Q}$$

$$\theta = \frac{77,04}{0,00905} = 8512,7 \text{ s}$$

$$\theta = 142 \text{ min}$$

El tiempo de almacenamiento cumple con la Resolución 0799 la cual establece un tiempo de contacto mínimo de 20 minutos y actualmente se cuenta con 141.88 minutos. Para este caso se propone la instalación de 3 baffles dentro del tanque existente con el fin de favorecer que el sistema funcione a flujo y pistón.

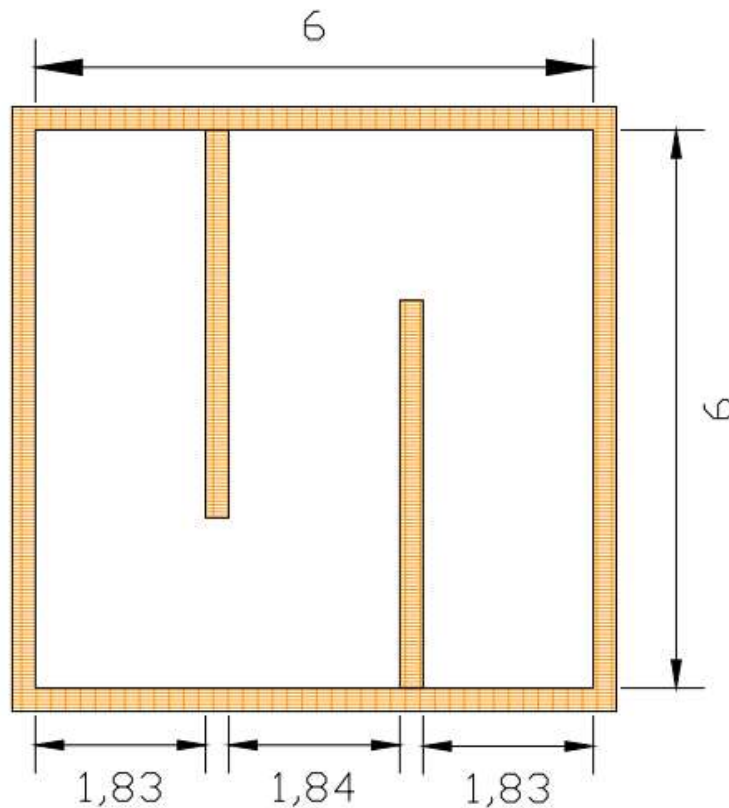


Imagen 22 Propuesta tanque de contacto vista planta. Fuente: Autor

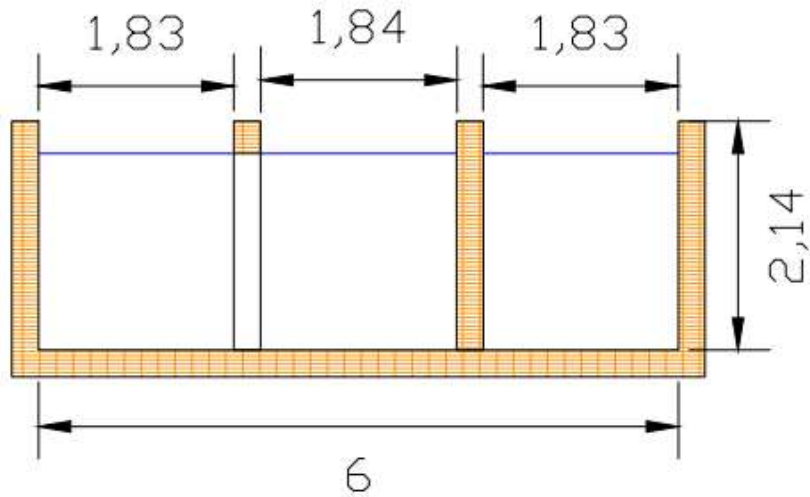


Imagen 23 Propuesta tanque de contacto vista perfil. Fuente: Autor

6. CARACTERIZACIÓN DE AGUA CRUDA

La caracterización fisicoquímica total del agua que ingresa a la planta se llevó a cabo con el laboratorio BIOTRENDS LAB. El cual se encuentra dentro de la lista de laboratorios acreditados por la ONAC y el IDEAM para la realización de análisis de agua potable.

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 19.

Tabla 19 Resultados fisicoquímicos del agua cruda que ingresa a la PTAP San Antonio Santa Bárbara

PARÁMETRO	RESULTADO	UNIDADES	Resolución 2115	Cumplimiento
Acidez total	131,80	mg CaCO ₃ /L		
Alcalinidad total	<20	mg CaCO ₃ /L	200	Cumple
Cloruros	<6	mg Cl/L	250	Cumple
Dióxido de Carbono Total	383,68	mg CO ₂ /L		
Color Verdadero	20	UPC	15	No cumple
Conductividad	19,72	Us/cm	1000	Cumple
Dureza Total	<5	mg CaCO ₃ /L	300	Cumple
pH	4,83	Unidades de pH	6,5 – 9,0	No cumple
Sulfatos	<3	mg SO ₄ /L	250	Cumple
Turbidez	10,80	NTU	2	No cumple
Hierro	0,2	mg Fe/L	0,3	Cumple
Nitrógeno Amoniacal	<0,1	mg NH ₃ /L		
Bicarbonatos	12,88	mg CaCO ₃ /L		
Carbonatos	0	mg CaCO ₃ /L		
Calcio	<0,2	mg CaCO ₃ /L	60	Cumple
Magnesio	<0,21	mg/L	36	Cumple
Nitratos	12,7	mg NO ₃ /L	10	No cumple
Nitritos	< 0,02	mg NO ₂ /L	0,1	Cumple
Sólidos Totales	64	mg/L		
Fosfatos	12,5	mg PO ₄ /L	0,5	No cumple
Manganeso	<0,5	mg Mn/L	0,1	Cumple

Fuente: Autor

De acuerdo a los resultados obtenidos se evidenció que el agua presenta una acidez bastante elevada. Esto puede estar relacionado con el alto contenido de dióxido de carbono que se encuentra presente en el agua ya que este al combinarse con agua se disuelve formando ácido carbónico (H₂CO₃). Según Tena (2014) el ácido carbónico es un ácido débil el cual al perder un ion de hidrogeno forma el bicarbonato (HCO₃⁻), que al perder a su vez otro ion, forma carbonato (CO₃⁻), por lo tanto, se dice que el carbono el carbono puede ocurrir de cuatro formas simultaneas en el mar las cuales son: dióxido de carbono disuelto, ácido carbónico, bicarbonato y carbonato Tena (2014). Lo anterior también tiene su influencia en la disminución del PH tal como arrojaron los resultados el agua presentó un PH acido de 4.8.

Por otra parte, se verificó la presencia de Nitratos y fosfatos que, aunque no se encuentran en una cantidad considerablemente grande si se encuentran por fuera del límite que exige la Resolución 2115 de 2007. Es importante mencionar que estos contaminantes generalmente provienen de os fertilizantes eliminados del suelo por el agua, excreciones humanas o animales y detergentes y productos de limpieza de acuerdo a Putz (2010).

Por otra parte, es importante mencionar que la alcalinidad del agua cruda a pesar que cumple con la resolución 2115, se encuentra en una cantidad bastante baja, por lo tanto,

hay necesidad de agregar alcalinidad para que pueda reaccionar con el coagulante y formar los flocs.

7. RESULTADOS ENSAYO DE JARRAS

El ensayo de Jarras se llevó a cabo en el laboratorio de la Escuela Colombiana de ingeniería Julio Garavito. Utilizando como agua cruda el agua captada de la quebrada “La Legía” la cual es la fuente de abastecimiento del acueducto de la vereda San Antonio Santa Bárbara. Es importante mencionar que el muestreo se realizó en temporada de invierno.

Las características del agua cruda se presentan en la Tabla 20

Tabla 20 Parámetros fisicoquímicos de agua cruda

Parámetro	Resultado	Unidad
Turbidez	152	UNT
Color	80	UPC
pH	7	Unid
Alcalinidad	40	mg/L
Hierro	2,1	mg/L
Manganeso	0,2	mg/L

Fuente: Autor

Después de realizar la medición de los parámetros fisicoquímicos en el agua cruda se llevó a cabo el ensayo de jarras empleando 6 Beakers de 1.000 mL cada uno, como coagulantes se emplearon cloruro férrico y alumbre, Como alcalinizante se empleó hidróxido de calcio Ca(OH)_2 .

En la Tabla 21 se presentan las características del ensayo de jarras realizado

Tabla 21 Dosis calculadas de coagulante y alcalinizante para cada una de las jarras

Coagulante	Dosis					
	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$	40	60	80	-	-	-
FeCl_3	-	-	-	15	30	40
Ca(OH)_2	10	20	30	20	25	30

Fuente: Autor

La mezcla rápida se llevó a cabo a una velocidad de 152 revoluciones por minuto durante un tiempo de 1 minuto.



Imagen 24 Ensayo de Jarras mezcla rápida y floculación. Fuente: Autor

El proceso de floculación se realizó a una velocidad de 40 revoluciones por minuto durante un tiempo de 15 minutos. Terminado el tiempo de floculación se procedió a detener las turbinas y dar un tiempo de 15 minutos de sedimentación.

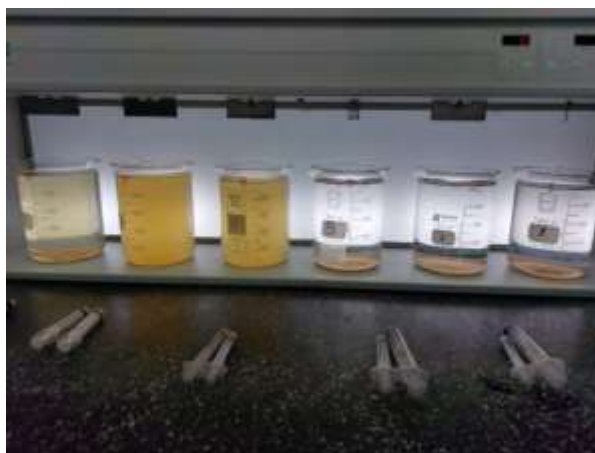


Imagen 25 Ensayo de jarras, resultado posterior a la sedimentación. Fuente: Autor

En el proceso de floculación y sedimentación se analizó el comportamiento de los flocs en cada una de las jarras, para ello se empleó la metodología del índice de Willcomb. Tabla 22.

Tabla 22 Índice de floculación de Willcomb

Índice de Willcom	Descripción
0	Ausente Floc coloidal. Ningún signo de aglutinación
2	Visible Floc muy pequeño; casi imperceptible para un observador no entrando
4	Disperso Floc bien formado pero distribuido en toda la columna de agua. (sedimentación excesivamente lenta o nula).
6	Claro Floc de tamaño relativamente grande pero que precipita con lentitud
8	Bueno Floc que se deposita fácil y completamente
10	Excelente Floc que se deposita totalmente dejando el agua cristalina.

Fuente: (Rivas y Bravo, 2015).

De acuerdo con los resultados obtenidos se evidenció que las jarras 1,2 y 3 es decir las de alumbre presentaron una muy buena formación de floc, muy cercana a un índice de Willcomb de 10 ya que depositaron completamente y en un tiempo menor al establecido para la sedimentación. Las jarras 4, 5 y 6 las cuales fueron dosificadas con cloruro férrico $FeCl_3$ presentaron una deficiente formación de floc específicamente las jarras 4 y 5 en las que los flóculos fueron casi imperceptibles.

Se seleccionaron las Jarras 1, 2 y 3 como las que mejores resultados presentaron, de manera que posteriormente se realizó el proceso de filtración con el fin de eliminar las impurezas restantes.



Imagen 26 Filtración. Fuente: Autor

Posterior a la filtración se realizó nuevamente la medición de los parámetros fisicoquímicos con el fin de determinar la eficiencia de remoción específicamente de turbidez y color.

En la Tabla 23 se presentan los resultados obtenidos con el agua filtrada

Tabla 23 Resultados parámetros fisicoquímicos posterior al ensayo de Jarras

	Jarra 1 (Dosis 40 mg/L)	Jarra 2 (Dosis 60 mg/L)	Jarra 3 (Dosis 80 mg/L)
Turbidez	4,36	1,7	0,54
Color	20	10	10
pH	6,85	6,28	6,57

Fuente: Autor

Los resultados de eficiencia de remoción de turbidez se presentan en la Tabla 24.

Tabla 24 Eficiencia de remoción de turbidez

Jarra	Dosis alumbre, mg/L	Eficiencia (%)
1	40	97,13%
2	60	98,88%
3	80	99,64%

Fuente: Autor

De los resultados obtenidos se observó que las dosis de 60 y 80 mg/L de alumbre lograron una eficiencia de remoción suficiente para dar cumplimiento a lo reglamentado por la resolución 2115 de 2007 la cual establece que la turbidez debe tener un valor igual o inferior a 2 UNT y el color menor a 15 UPC. Sin embargo la dosis de 60 mg/L no cumple con el parámetro de PH por lo que puede ser necesario realizar ajuste en la dosis aplicada de alcalinizante.

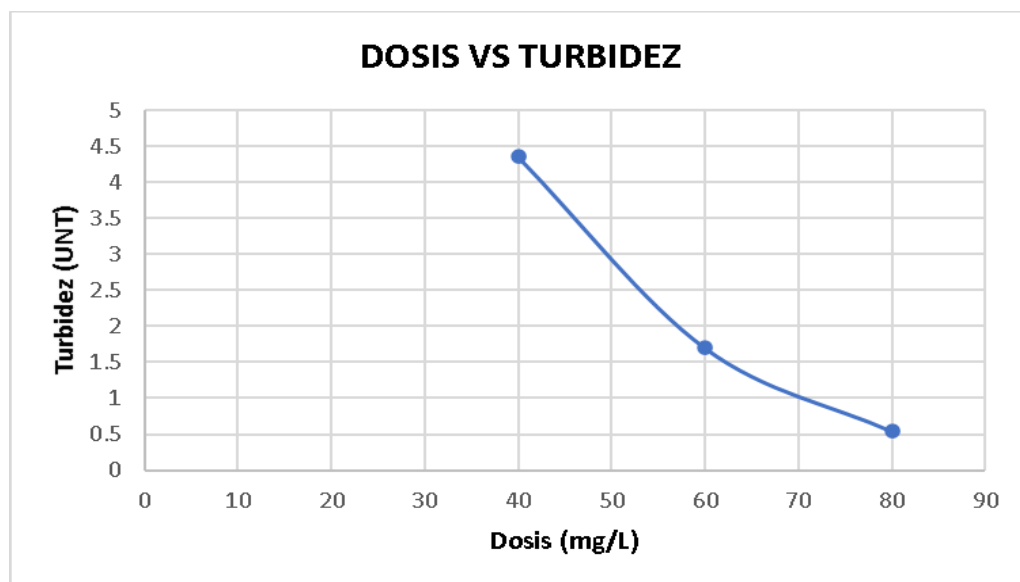


Imagen 27 Dosis de coagulante Vs turbidez. Fuente: Autor

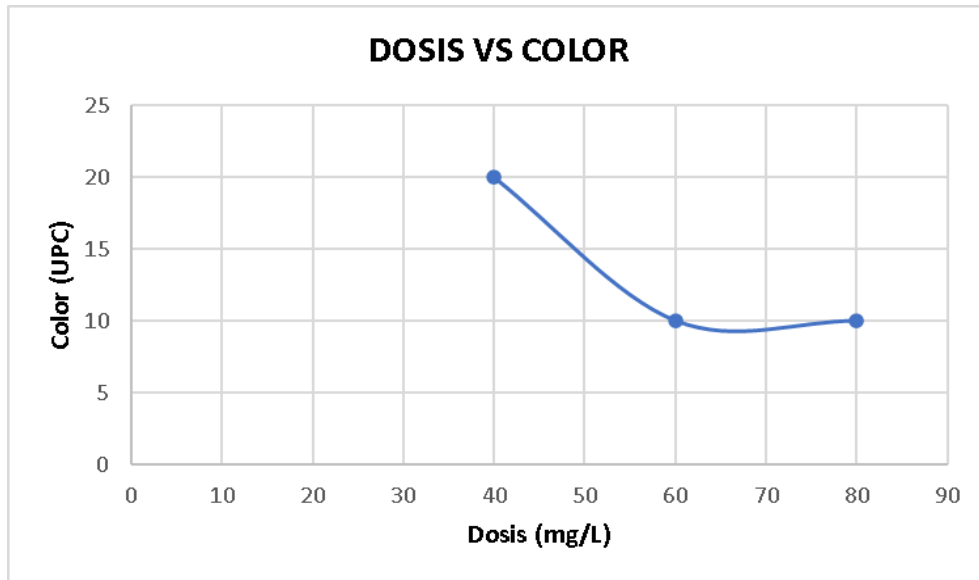


Imagen 28 Dosis de coagulante vs color. Fuente: Autor

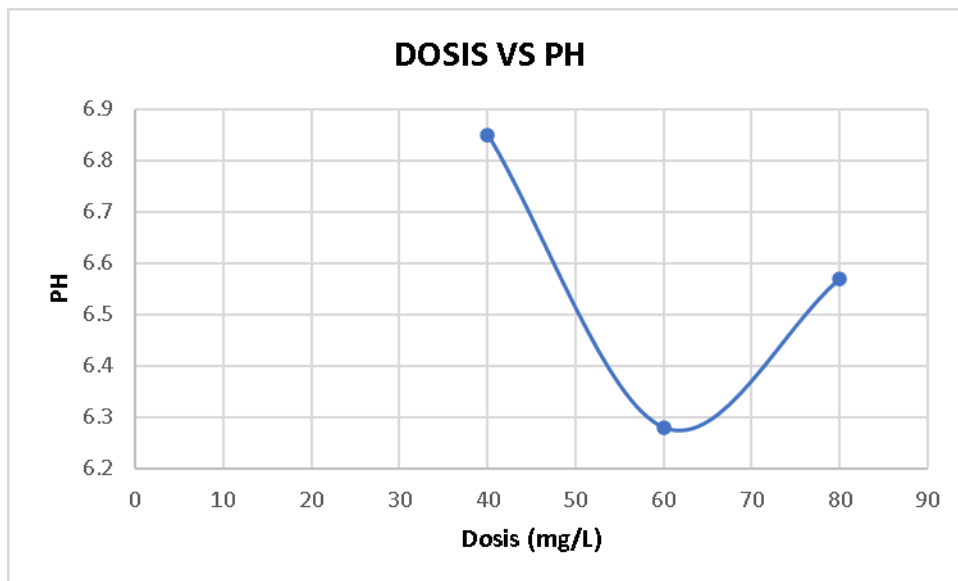


Imagen 29 Dosis de coagulante vs pH. Fuente: Autor

De la imagen 26 se analiza que para este caso a medida que se aumenta la concentración de sulfato de aluminio $Al_2(SO_4)_3$ se remueve con mayor eficiencia la turbidez obteniendo mejores resultados y cumpliendo con la resolución 2115 de 2007.

Como se mencionaba en apartados anteriores, las dosis de alumbre en concentraciones de 60 y 80 mg/L logran remover la turbidez, sin embargo, la dosis de 60 mg/L no cumple con el parámetro del PH. Por lo tanto se establece que la dosis optima para las condiciones del agua es la dosis de 80 mg/L.

7.1 PROPUESTA PARA TRATAMIENTO DE LODOS

El sistema de actual de purificación de agua no cuenta con el proceso de tratamiento de lodos. Se propone el diseño de lagunas de secado de lodos con el fin de realizar el tratamiento de los lodos generados en el proceso de sedimentación.

Las lagunas de secado se diseñaron teniendo en cuenta los parámetros establecidos por la Resolución 0799 de 2021 como se presenta en la Tabla 25.

Tabla 25 Parámetros de diseño lagunas de secado

Parámetro	Descripción según RES 0799
Carga de Sólidos	40 kg/m ² d para regiones húmedas, y 80 kg/m ² d para regiones secas.
Número de Lagunas	Se debe tener mínimo 2 lagunas
Profundidad de la laguna	La profundidad de la laguna debe estar entre 0,5 y 1,2 m

Fuente: Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio (2021)

De lo anterior se seleccionaron los siguientes parámetros:

$$Carga_{sólidos} = 40 \frac{kg}{m^2d}$$

$$N_{Lagunas} = 2$$

$$h_{Lagunas} = 1$$

De los resultados obtenidos en el ensayo de Jarras se conoció la dosis óptima de coagulante a utilizar.

$$Dosis_{Alumbre} = 60 \frac{mg}{L}$$

Se asumieron los porcentajes de lodo seco y lodo húmedo de la siguiente manera:

$$\%_{sólidos} = 1\%$$

$$\%_{Lodo\ Humedo} = 98\%$$

La producción de lodos se determina de acuerdo a lo establecido en el libro de calidad del agua del autor Rojas (2009) que establece que por cada Kg de sulfato de aluminio Al₂(SO₄)₃ se producen 0.26 kg de lodos como Al(OH)₃ y se expresó de la siguiente manera:

$$\frac{0.26 \text{ kg Al(OH)}_3}{Kg \text{ Al}_2(\text{SO}_4)_3}$$

Con la información anterior se calculó la cantidad de coagulante consumido por día

$$781920 \frac{L}{d} * 60 \frac{mg}{L}$$

$$coagulante_{Consumido} = 46915200 \frac{mg}{d}$$

$$\text{coagulante Consumido} = 46.91 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

Posterior se calculó el lodo seco generado por día

$$46.91 \frac{\text{kg}}{\text{d}} * 0.26 \frac{\text{kg Al(OH)}_3}{\text{Kg Al}_2(\text{SO}_4)_3}$$

$$\text{Lodo seco} = 12.2 \frac{\text{kg lodo seco}}{\text{d}}$$

El lodo húmedo generado pro día:

$$\frac{12.2 \text{ kg lodo seco/d}}{1\%}$$

$$\text{Lodo Humedo} = 1219.8 \frac{\text{kg lodo Humedo}}{\text{d}}$$

El caudal del lodo húmedo

$$\frac{1219.8 \text{ kg lodo } \frac{\text{humedo}}{\text{día}}}{1000 \text{ kg/m}^3}$$

$$Q_{\text{Lodo Humedo}} = 1.2 \text{ m}^3/\text{d}$$

El área de las lagunas por día

$$A_{\text{Lagunas}} = \frac{\text{Lodo seco por día}}{\text{Carga de solidos}}$$

$$A_{\text{Lagunas}} = \frac{12.2}{40} = 0.305 \text{ m}^2/\text{d}$$

$$A_{\text{Lagunas}} = 55.65 \text{ m}^2/\text{año}$$

$$A_{\text{unitaria}} = 27.8 \text{ m}^3$$

El volumen de la laguna se calculó teniendo en cuenta la profundidad adoptada

$$\text{Vol}_{\text{Laguna}} = A_{\text{unitaria}} * h$$

$$\text{Vol}_{\text{Laguna}} = 27.82 \text{ m}^3$$

Se propusieron lagunas de dimensiones cuadradas

$$a_{\text{ cada Laguna}} = 5.2 \text{ m}$$

$$L_{\text{ cada Laguna}} = 5.2 \text{ m}$$

Los resultados del diseño de lagunas de secado se presentan en la Tabla 26

Tabla 26 Resultados propuesta lagunas de secado de lodos

Convención	Parámetro	Unidad	Resultado	Observación
Cs	Carga de Sólidos	kg/m ² d	<40	Resolución 0799
N	Número de Lagunas	unid	2	Resolución 0799
h	Profundidad de las lagunas	m	1,2	Resolución 0799 (0,5-1,2m)
C	Coagulante consumido	kg/d	46,91	
L seco	Lodo seco	kg/d	12,2	0,26 kg/kg de alumbre
LH	Lodo Húmedo	kg/d	1219,8	1% de sólidos
QLH	Caudal Lodo Húmedo	m ³ /d	1,2	216 m ³ para 6 meses de operación
AL	Área de cada Laguna	m ²	180	
VL	Volumen de cada Laguna	m ³	216	Tr = 180 d
a	Ancho de cada laguna	m	12	
L	Longitud de cada laguna	m	15	
CS	Carga sólidos	kg/m ² d	12,2	< 40

8. RESULTADOS DEMANDA DE CLORO

El análisis se realizó utilizando solución de cloro de 104,47 mg/L para preparar las dosis que se van a aplicar a muestras de 100 mL (Tabla 27). El tiempo de contacto es 10 minutos.

Tabla 27 Dosis aplicadas de cloro

DOSIS (mg/L)	mL de solución
2	1,9
4	3,8
6	5,7
8	7,6
9	8,6
10	9,5

Fuente: Autor



Imagen 30 Determinación de cloro residual. Fuente: Autor

Los resultados se presentan en la Tabla 28

La demanda de cloro se calculó con la ecuación

$$Demanda_{Cl} = Dosis - Cl_{Total}$$

Tabla 28 Resultados demanda de cloro

DOSIS (mg/L)	Cl Residual (mg/L)	Cl Total (mg/L)	Cl Combinado (mg/L)	DEMANDA DE Cl (mg/L)
2	1.1	1.7	0.6	0.3
4	3.2	3.7	0.5	0.3
6	5.4	5.4	0	0.6
8	7.4	7.4	0	0.6
9	8.3	8.3	0	0.7
10	9.3	9.3	0	0.7

Fuente: Autor



Figura 28. Curva de demanda de Cloro. Fuente: Autor

Se observa que con una dosis de 2 mg/L se obtiene un residual de cloro libre de 1,1 mg/L, por lo cual se puede concluir que con esa dosis se logra dar cumplimiento a la Resolución 2115 de 2007 ya que esta establece un valor aceptable de cloro residual entre (0,3 – 2 mg/L) en la red de distribución.

$$Demanda\ CL = 0,7 \frac{mg}{L}$$

$$Dosis\ CL = 2 \frac{mg}{L}$$

9. RECOMENDACIONES

Es importante solicitar los recursos necesarios para proveer una caseta de operaciones y la implementación de un laboratorio para análisis de pH, turbidez, color, cloro residual y para hacer ensayos de jarras.

Se recomienda ejecutar la optimización propuesta para el sistema de floculación.

Es importante solicitar los recursos necesarios con el fin que se pueda proveer una caseta de operaciones y la implementación de un laboratorio ya que parámetros como el pH, turbidez, color y cloro residual libre se deben medir mensualmente para poblaciones inferiores a los 2500 habitantes de acuerdo a lo reglamentado por la Resolución 2115 (social y Territorial 2007). Mientras que sustancias como Carbono Orgánico Total, fluoruros y residuales de coagulante se deben medir con una frecuencia anual. Por otra parte, se recomienda la instalación de un sistema para la realización de análisis de Jarras ya que las características del agua cambian de acuerdo a los factores climatológicos de la región, por lo tanto, puede ser necesario variar la dosis de

coagulantes para que se ajuste a las condiciones del agua. Por otra parte la instalación del laboratorio es bastante necesaria ya que adicional a los parámetros mencionados anteriormente se debe realizar los cálculos del índice de riesgo por calidad de agua IRCA con una frecuencia mensual como lo establece la Resolución 2115 de 2007 (social y Territorial 2007).

Con respecto al sistema de filtración, se cuenta con la estructura sin embargo no se cuenta con los medios filtrantes, adicional que de acuerdo a los resultados obtenidos la estructura se encuentra sobre dimensionada. Es importante que se implementen los medios filtrantes con el fin de mejorar la eficiencia de la planta. La resolución 0330 de 2017 (M. d. Territorio 2017) y la resolución 0799 recomiendan una profundidad de lecho de antracita de 0.6m y una profundidad de lecho de arena de 0.3m.

10. CONCLUSIONES

- Se determinó que la planta en general posee la capacidad hidráulica y estructural suficiente para satisfacer la demanda y el caudal para el que fue diseñada.
- Se encontró mediante ensayo de Jarras que el agua proveniente de la quebrada la Lejía puede tratarse con alumbre para su coagulación a una dosis optima de 80 mg/L.
- Se debe dotar a la PTAP de la sala de cloración así como del tratamiento de lodos.
- Es necesario proveer el medio de filtración para el filtro rápido existente.

11. BIBLIOGRAFIA

- Baquero, Carolina Reyes, y Lina Paola Pinzón Rodríguez. «Estudio de los componentes socioeconómicos y la calidad del agua de la quebrada la Lejía Arbelaez Cundinamarca.» Editado por Jack Fran Armengot Ggarcia perez. *Universidad de Cundinamarca*, 2018: 38-41.
- Castañeda, Monica Ibarguen, y Lina Marcela Bernal Mejía. «ESTABLECER LA DEMANDA DE CLORO EN EL ACUEDUCTO TRIBUNAS CÓRCEGA DE LA CIUDAD DE PEREIRA.» Editado por Carlos Humberto Montoya Navarrete. *Universidad Tecnológica de Pereira*, 2008.
- CEPIS. «Manual 5 Criterios de diseño para las Instalaciones de Cloración.» Editado por Victor Rodríguez y Lidia Canepa de Vargas. *Centro panamericano de Ingeniería sanitaria y ambiental* (Organización Panamericana de la salud) 4 (Mmayo 1992): 1-36.
- CEPIS, OPS. «Criterios de diseño para filtros Manual V tomo III.» Editado por Lidia de Vargas. *CEPIS*, 1992.
- Duque, Miguel. «Diagnostico de sistemas de Acueductos Rurales en el Municipio de Arbelaez Cundinamarca.» 2012: 2-7.
- Howe, Kerry, David Hand, John Crittenden, Rhodes Trussel, y George Tchobanoglous. *Principles of Water Treatment*. Primera edición. Estados Unidos, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc MWH, 2012.
- Lievano, Armanado Vargas. «Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico Título C Sistemas de Ppotabilización.» *Ministerio de Vivienda* (Ministerio de Ambiente, vivienda y desarrollo territorial), 2013: 180-320.
- Parra, Jorge Arturo Perez. *Manual de tratamiento de aguas*. Medellín, Ccolombia : Universidad Nacional Ffacultad de Minas , 1981.
- Putz, Petra. «Informe práctico. Analítica de Laboratorio y sistema de control de proceso Nutrientes Fosfato.» *HACH LANGE* (HACH), 2010: 2-4.
- Rivas, William Antonio Lozano, y Guillermo Lozano Bravo. *Potabilización del Agua Principios de diseño, control de procesos y laboratorio*. Primera Edición. Editado por Fernando Sanchez Sanchez y Alexandra Cerón Vivas. Vol. 1. Bogotá D.C: Universidad Piloto de Coombia, 2015.
- Rojas, Jairo Alberto Romero. *Calidad del Agua* . Editado por Cristina Salazar Perdomo. Bogotá D.C : Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito , 2009.
- Romero, Jairo Alberto. *Calidad del Agua*. Editado por Cristina Salazar Perdomo. Bogotá D.C: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, 2009.
- Rromero, Jairo Alberto. *Purificación del Agua. 2* . Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, 2006.

- social, Ministerio de protección, y Ministerio de ambiente vivienda y Desarrollo Territorial.
«Resolución 2115.» *Ministerio de Protección social* , 06 2007: 2-17.
- Territorio, Ministerio de Vivienda Ciudad y. «Resolución 0799.» 2021: 27-38.
- Territorio, Ministerio de Vivienda ciudad y. «BENEFICIARIOS SUBSIDIO RURAL 2021 (Servicio de Acueducto).» *Minivivienda* , 2021.
- Territorio, Ministerio de vivienda ciudad y. «Resolución 0330.» 06 2017: 61-81.
- Territorio, Ministerio de vivienda Ciudad y. «Resolución 0799 por la cual se modifica la Resolución 0330 de 2017.» *Ministerio de vivienda ciudad y Territorio* , 12 2021: 2-37.
- Valencia, Jorge Arboleda. *Teoría y Practica de la purificación del Agua*. 2. Editado por Mc Graw Hill. Gainesville, Florida: Asociación Colombiana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental ACODAL , 1992.
- Velez, Luisa Fernanda Chaves, y Karen Daniel Bautista Quevedo. «ESTUDIO DE LAS CONDICIONES ACTUALES Y PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DEL ACUEDUCTO VEREDAL QUEBRADA DE OROS EN EL MUNICIPIO DE ARBELÁEZ, CUNDINAMARCA.» Editado por Rafael Arberto Fonseca Correa. *Universidad Piloto de Colombia* (Universidad Piloto de Colombia) , 2020: 22-65.
- Villamil, Oscar Fabian Gonzalez. «Evaluación Hidraulica de los Procesos de Mmezcla Rápida y Floculación de la planta de Tratamiento de agua potable del municipio de Tocaima Cundinamarca.» Editado por Oscar Efren Ospina Zuñiga. *Universidad Piloto de Colombia*, 02 2021: 35-37.
- Zumaeta, Margarita Aurazo de, y Ada Barrenechea Martel. «Tratamiento de agua para consumo humano Capitulo 5 .» *CEPIS*, 2004: 243.

Vo Bno.



20230116