

**PRE-DISEÑO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LAS
VEREDAS ROA Y EL CARRIZAL, EN EL MUNICIPIO DE SUTAMARCHÁN –
BOYACÁ**

**LEIDY NATALIA REINA SUÁREZ
DERLY LORENA MOLANO RODRÍGUEZ**

UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

INGENIERÍA CIVIL

TUNJA

2023

**PRE-DISEÑO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LAS
VEREDAS ROA Y EL CARRIZAL, EN EL MUNICIPIO DE SUTAMARCHÁN –
BOYACÁ**

**LEIDY NATALIA REINA SUÁREZ
DERLY LORENA MOLANO RODRÍGUEZ**

**PROYECTO EN LA MODALIDAD DE MONOGRAFÍA PARA OPTAR POR EL
TÍTULO DE INGENIERA CIVIL**

**DIRECTOR
ING. JUAN PABLO GONZÁLEZ GALVIS Ph. D**

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
INGENIERIA CIVIL**

TUNJA

2023

Nota de Aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

|

Tunja 27 de mayo de 2023

A Cristian, mi esposo, por ser mi sustento y la persona que siempre ha estado caminando a mi lado en este proceso, sin él mucho de esto no hubiese sido posible.

A Vale, mi hija, por estar en los momentos en que la necesité apoyándome y a Cristopher por ser mi pequeño motor.

Finalmente, a todas las personas que creyeron en mí y que de una forma u otra aportaron para que este triunfo fuera posible.

Leidy Natalia Reina Suárez.

Dedico este logro primeramente a Dios por guiarme en mi camino por la universidad y colmarme de bendiciones. A mi padre, José Molano quien es mi ejemplo de vida, por acompañarme siempre y ponerme como prioridad. A mi madre y mejor amiga Hireni Rodríguez quien me acompaña desde el cielo, por su esfuerzo y amor. A mi esposo Jeison Abril, quien siempre estuvo incondicionalmente para mí. A mi hijo Samuel Abril, quien es la razón de todo, mi motor e inspiración.

Derly Lorena Molano Rodríguez.

Agradecimientos

Agradecemos en primer lugar a Dios por guiarnos y brindarnos la oportunidad de tener una vida llena de aprendizaje a lo largo de este proceso, a nuestros familiares por su paciencia y apoyo, a nuestro tutor el ingeniero Juan Pablo González Galvis por acompañarnos y compartirnos su conocimiento para poder culminar nuestra investigación, a Cristian Herrera por estar siempre dispuesto a ayudarnos y motivarnos y a la Universidad Santo Tomás.

1. Índice

1.1. Índice De Contenidos

	Pág.
1. Índice.....	viii
1.1. Índice De Contenidos	viii
1.2. Índice De Tablas	xi
1.3. Índice De Figuras.....	xiii
1.4. Índice de Anexos	xiv
2. Resumen.....	15
3. Introducción	17
4. Problema De Investigación	19
4.1. Descripción De La Problemática.....	19
4.2. Preguntas De Investigación	20
4.3. Justificación	20
4.4. Objetivos.....	27
4.4.1. Objetivo General	27
4.4.2. Objetivos Específicos	28
5. Revisión Bibliográfica y Estado Del Arte	28
5.1. Filtros De Arena	30
5.2. Filtros de Arena Lentos y de Desbaste	30

5.3.	Filtración de Pretratamiento de Medios Granulares	31
5.4.	Características De Los Medios	33
5.5.	Rango De Velocidad.....	34
5.6.	Distribución Dinámica de Partículas de Flóculos Sobre el Efecto de Floculación	34
6.	Metodología	37
6.1.	Investigación Previa	37
6.2.	Diagnóstico de La Planta de Tratamiento de Agua Potable	37
6.3.	Ensayo de Jarras	38
6.4.	Determinación de Dosis Óptima de Coagulante.....	38
6.5.	Medición de Flocs	38
6.6.	Proyección de Población	39
6.6.1.	Método Aritmético	39
6.6.2.	Método Geométrico:	40
6.6.3.	Método Exponencial:	40
6.7.	Dimensionamiento de Las Estructuras	41
6.7.1.	Coagulación – Floculación.....	41
6.7.2.	Sedimentación	42
6.7.3.	Filtración	43
6.8.	Conclusiones Y Recomendaciones.....	45
7.	Desarrollo del Proyecto.....	45

7.1.	Investigación Previa	45
7.2.	Diagnóstico de la planta de tratamiento de agua potable.	48
7.3.	Ensayo de jarras.....	51
7.3.1.	Materiales:.....	52
7.3.2.	Procedimiento.....	52
7.4.	Determinación de la dosis óptima de coagulante.	59
7.5.	Medición de flocs	60
7.5.1.	Materiales para la medición de los flocs	61
7.6.	Proyección de población.....	71
7.7.	Dimensionamiento de las estructuras.	75
7.7.1.	Coagulación-mezcla rápida.	75
7.7.2.	Floculación-mezcla lenta.....	84
7.7.3.	Sedimentador.....	89
7.7.4.	Filtración	96
7.7.5.	Aireador.....	118
7.8.	Conclusiones y Recomendaciones.....	122
8.	Bibliografía	124

1.2. Índice De Tablas

Tabla 1.	Características físicas.....	21
Tabla 2.	Características químicas de sustancias que tienen reconocido efecto adverso en la salud humana.....	21
Tabla 3.	Características químicas de sustancias que tienen implicaciones sobre la salud humana 22	
Tabla 4.	Características químicas de sustancias que tienen consecuencias económicas e indirectas sobre la salud humana.....	23
Tabla 5.	Clasificación de riesgo en salud según el IRCA por muestra.....	24
Tabla 6.	Resultados de indicadores.....	25
Tabla 7.	Informe de análisis de la calidad del agua para el consumo humano.	26
Tabla 8.	Análisis fisicoquímicos y microbiológicos.....	27
Tabla 9.	Valores iniciales.....	53
Tabla 10.	Dosis de coagulante.....	55
Tabla 11.	Resultados de turbiedad, PH y color aparente después de haber realizado el proceso de coagulación.....	58
Tabla 12.	Valores de turbiedad, color y PH con la dosis óptima	60
Tabla 13.	Censos desde el año 1985 al 2018.....	71
Tabla 14.	Valores de consumo residencial.....	73
Tabla 15.	Parámetros de referencia de diseño de mezcla rápida.....	75

Tabla 16.	Valor de H con relación a cualquier valor de caudal Q	82
Tabla 17.	Valores de tiempo de retención y gradiente de velocidad para cada zona del floculador	84
Tabla 18.	Parámetros de diseño para el sedimentador	89
Tabla 19.	Características de filtración convencional.....	96
Tabla 20.	Características de los medios filtrantes- Arena	97
Tabla 21.	Valores del coeficiente C según las condiciones de mezcla	98
Tabla 22.	Características de los medios filtrantes- Antracita	99
Tabla 23.	Valores de porcentaje en volumen de arena y antracita para el espesor del lecho.	101
Tabla 24.	Especificaciones de la grava de soporte	101
Tabla 25.	Tabla resumen de los cálculos de la expansión de un lecho de arena	104
Tabla 26.	Tabla resumen de los cálculos de la expansión de un lecho de antracita.....	106
Tabla 27.	Diámetro promedio y porcentaje retenido para la arena	112
Tabla 28.	Diámetro promedio y porcentaje retenido para la antracita	113
Tabla 29.	Parámetros de diseño para aireadores de bandeja	119
Tabla 30.	Tabla resumen de cálculo del aireador de bandejas	120

1.3. Índice De Figuras

Figura 1.	Ubicación del municipio de Sutamarchán	46
Figura 2.	Nivel de riesgo personas prestadoras	47
Figura 3.	Nivel de riesgo municipal personas prestadoras	48
Figura 4.	Torre de aireación PTAP Roa y Carrizal	49
Figura 5.	PTAP Roa y Carrizal	50
Figura 6.	PTAP Roa y Carrizal	50
Figura 7.	Tanque de almacenamiento PTAP Roa y Carrizal	51
Figura 8.	Recolección de muestras de agua planta de tratamiento de Sutamarchán	51
Figura 9.	Jarras con muestras de agua listas para llevar al agitador de paletas	53
Figura 10.	Mezcla de sulfato de aluminio $[(Al_2SO_4)_3 * 14 H_2O]$ como coagulante y agua destilada.	54
Figura 11.	Agitación de la mezcla a 300 rpm durante 20 minutos.	54
Figura 12.	Mezcla a 100 rpm con diferente dosis de coagulante en cada jarra durante 1 min.	56
Figura 13.	Mezcla a 40 rpm con diferente dosis de coagulante en cada jarra durante 15 min.	56
Figura 14.	Proceso de sedimentación en cada una de las jarras.	57
Figura 15.	Turbiedad final y PH final.....	58
Figura 16.	Montaje experimental para la toma de fotografías para la medición de flocs.....	61
Figura 17.	Selección de fotografía para ser procesada en el software	63

Figura 18.	Ajuste de imagen a 8 bit.....	63
Figura 19.	Ajuste de brillo y contraste de la imagen	64
Figura 20.	Edición de la fotografía para poder observar y medir los flocs	65
Figura 21.	Escala de medición.....	66
Figura 22.	Escala de la imagen	67
Figura 23.	Conteo y medida del flocs.....	68
Figura 24.	Tabla de datos y obtención del diámetro promedio	69
Figura 25.	Distribución del tamaño de los flocs.....	70
Figura 26.	Proyección de población con los métodos logarítmico, geométrico y lineal	72
Figura 27.	Proyección de caudales	74
Figura 28.	Valor de H con relación a Q.....	82
Figura 29.	Características granulométricas del lecho de arena.....	100

1.4. Índice de Anexos

Anexo A.	Proyección de población.....	126
Anexo C.	Cuadro Resumen de Cálculo del Coagulador-Mezcla Rápida.....	130

Anexo D. Cuadro Resumen de Cálculo del Floculador-Mezcla Lenta	131
Anexo E. Cuadro Resumen de cálculo del Sedimentador.....	138
Anexo F. Cuadro Resumen de Cálculo del sistema de filtros	142
Anexo G. Esquema General Del Coagulador.....	148
Anexo H. Esquema General del Floculador vista en planta.....	149
Anexo I. Esquema general Sedimentador	151
Anexo J. Esquema General del Sistema de Filtros.....	154
Anexo K. Esquema General del Aireador de Bandejas	156

2. Resumen

La calidad del agua potable es una problemática de interés en países de todo el mundo, tanto en desarrollo como en vía de desarrollo; por su repercusión en la salud de la población. Los agentes infecciosos, los productos químicos tóxicos y la contaminación radiológica son factores de riesgo (Organización Mundial de la Salud, 2009). En Colombia, y en el departamento de Boyacá, esta problemática no es la excepción y existe una cantidad importante de municipios que tienen un alto riesgo, de acuerdo con el análisis de riesgo de la calidad del agua (IRCA). Dentro de los municipios que tienen un alto riesgo, está el municipio de Sutamarchán según indican varios informes de la secretaría de salud Departamental de Boyacá al 2022, es por esto que en este proyecto se busca pre-diseñar los procesos unitarios de tratamiento adecuados para garantizar los requisitos de calidad del agua potable, de acuerdo con la resolución 2115 de 2007. Con esto se busca dar agua potable a las comunidades de las veredas Roa y El Carrizal del municipio de Sutamarchán Boyacá. Los pre-diseños se ejecutarán sobre información de calidad del agua cruda suministrada por la secretaria de salud de Boyacá. Así mismo, se llevarán muestras de agua cruda a los laboratorios de la Universidad Santo Tomás Tunja, para conducir una caracterización del agua en cuanto a Turbiedad, Color aparente, pH y Conductividad, así mismo, se ejecutará un ensayo de tratabilidad a través de una prueba de jarras para determinar la dosis optima de coagulante que ofrezca la mejor remoción de turbiedad y color aparente.

Palabras clave: agua crudga, agua potable, turbiedad, color aparente, tratabilidad.

Abstract:

Water quality is a problem of concern worldwide. The lack of good water quality in developing countries has negative consequences on human health. Some pollutants are considered of public

interest such as infectious agents, toxic chemicals, and radiological contamination (World Health Organization, 2009). In Colombia and specifically in the department of Boyacá there are a significant number of municipalities that have a high risk of water contamination. According to a technical report from the Secretaria Departamental de Salud de Boyacá (SDB, 2022), the drinking water used by the inhabitants of the rural areas of Roa and Carrizal of Sutamarchan Boyacá does not meet the minimum water quality standards established in the enforcement act (Resolución 2115 de 2007). Therefore, the main objective of this work was to make a pre-design of a water treatment plant (WTP) to ensure good water quality for these two communities. The pre-design was conducted in base to the raw water characteristics such as turbidity, pH and apparent color. In addition, a set of jar tests were conducted to find the optimum coagulant dose to obtain the best turbidity and apparent color removal.

Key words: Raw water, potable water, turbidity, apparent colour, treatability.

3. Introducción

El agua potable ha sido definida en las Guías de Calidad de la Organización Mundial de la Salud (OMS), como “adecuada para el consumo humano y para todo uso doméstico habitual, incluida la higiene personal”. Es el agua libre de microorganismos causantes de enfermedades que afecten la salud. Las aguas superficiales están expuestas a una amplia variedad de factores que alteran su calidad con diferentes niveles de intensidad, pueden actuar como vehículo de transmisión de contaminantes, arrojados a la atmósfera y la corteza terrestre y de microorganismos patógenos de origen gastrointestinal. En el proceso de abastecimiento del agua, pueden surgir causas que predisponen el ingreso y multiplicación de microorganismos a partir de distintas fuentes como: las conexiones cruzadas, retrosifonaje, rotura de las tuberías, cámaras de bombeo, surtidores, reservorios de distribución, tendido de nuevas tuberías o reparaciones, construcción defectuosa de pozos e irregular mantenimiento de estas instalaciones. El principal riesgo de contaminación del agua en la red de distribución es la contaminación con materia fecal por infiltraciones y debido a la presencia de sedimentos en el fondo de las tuberías que favorecen la colonización de microorganismos.

La contaminación microbiológica es responsable de más del 90 % de las intoxicaciones y transmisión de enfermedades por el agua. Los principales microorganismos que se transmiten a través del agua engloban a las bacterias (*Escherichia coli*, *Salmonella* spp., *Shigella* spp., *Vibrio cholerae*, *Yersinia enterocolitica*, *Campylobacter jejuni*), virus (*Enterovirus*, *rotavirus*, *adenovirus*), protozoos (*Giardia lamblia*, *Cryptosporidium parvum*, *Entamoeba histolytica*) y helmintos (*Ascaris lumbricoides*). (Pullés, 2013)

Según el instituto Nacional de Salud en su boletín de vigilancia para el consumo humano del año 2020, basándose en los resultados del IRCA que es el Índice de Riesgo de la Calidad del Agua, el departamento de Boyacá se encuentra en un nivel de riesgo alto en el abastecimiento de agua potable. 32 de los 123 municipios del departamento no cuentan con agua potable en zona urbana lo cual puede afectar la salud de los boyacenses.

La finalidad de esta investigación fue identificar cuáles son los principales agentes contaminantes en base a turbiedad y color aparente de la fuente de abastecimiento para estas dos comunidades rurales del municipio de Sutamarchán y de acuerdo a los resultados definir cuál es el tratamiento que más se ajusta y de ser necesario optimizar o diseñar una nueva planta de tratamiento para el acueducto del municipio y así mitigar o eliminar el problema de salud pública al que están siendo expuestos los habitantes del lugar.

4. Problema De Investigación

4.1. Descripción De La Problemática

La escasez de agua del municipio de Sutamarchán se debe a sus condiciones climáticas que apenas alcanza un 804.2 mm anuales de precipitación (estación Sutamarchán) ayudado por el mal manejo que se les da a las 17 microcuencas que tiene el río Sutamarchán (en la jurisdicción municipal), todas se encuentran en un gran estado de deterioro, por la falta de manejo de la vegetación y los suelos. La tala indiscriminada, malas prácticas agrícolas y la necesidad de explotación máxima para subsistir, son los principales problemas que han ocasionado la pérdida de numerosos afluentes secundarios, la escasez de agua en época de invierno, la pérdida de suelo por erosión, la poca productividad del suelo, la baja rentabilidad de los productos agrícolas, entre otros. (Secretaría de salud de Boyacá, 2011)

La comunidad de las veredas Roa y El carrizal no cuenta actualmente con ningún sistema de tratamiento de agua potable efectivo, esto a partir de la información obtenida por los análisis fisicoquímicos y microbiológicos realizados por la secretaria de salud de Boyacá donde se encuentran altas concentraciones de coliformes totales, E-coli, color aparente y turbiedad.

Según la secretaria de salud del departamento de Boyacá, el agua para el consumo humano de estas veredas es inviable sanitariamente, es decir que no es apta para consumir ya que el IRCA se encuentra en un 94.67 %; esto indica que de cada 100 personas que reciben el servicio de esta red es posible que 95 se enfermen o presenten afectaciones a la salud a causa de la calidad del agua suministrada. Por esta razón, a través de la presente investigación, se busca dar solución a esta

problemática evaluando la mejor alternativa de tratamiento para garantizar un agua segura a estas comunidades.

4.2. Preguntas De Investigación

- ¿Cuál es la calidad del agua potable en las veredas Roa y Carrizal del municipio de Sutamarchán?
- ¿Cuáles son los agentes contaminantes que están afectando la calidad del agua de las veredas Roa y Carrizal?

4.3. Justificación

El instituto Nacional de Salud en su boletín de vigilancia para el consumo humano del año 2020, basándose en los resultados del IRCA que es el Índice de Riesgo de la Calidad del Agua, el departamento de Boyacá se encuentra en un nivel de riesgo alto en el abastecimiento de agua potable. Además, 32 de los 123 municipios del departamento no cuentan con agua potable en zona urbana lo cual puede afectar la salud de los boyacenses.

Ahora bien, si esto está ocurriendo en la zona urbana, en las zonas rurales el panorama es más crítico, pues son 10 municipios los que han sido calificados como riesgo bajo, 32 en riesgo medio, 60 en riesgo alto, y 9 son considerados inviables sanitariamente. Los municipios catalogados como inviables sanitariamente son: Berbeo, Betéitiva, Chinavita, La Capilla, Mongua, Monguí Pauna, Socotá y Sutamarchán. (El Diario, 2020)

En la resolución 2115 de 2007 se encuentran las características que debe cumplir el agua para el consumo humano, es a partir de esta que nos basamos para evaluar la calidad del agua en las veredas Roa y Carrizal, algunas de estas características son:

Tabla 1. Características físicas

Características físicas	Expresadas como	Valor máximo aceptable
Color aparente	Unidades de Platino Cobalto (UPC)	15
Olor y sabor	Aceptable o no aceptable	Aceptable
Turbiedad	Unidades Nefelométricas de turbiedad (UNT)	2

Fuente: Resolución 2115 de 2007

El agua para consumo humano no debe sobrepasar los valores máximos aceptables para cada una de las características físicas que se señalan a continuación

Tabla 2. Características químicas de sustancias que tienen reconocido efecto adverso en la salud humana.

Elementos, compuestos químicos y mezclas de compuestos químicos diferentes a los plaguicidas y otras sustancias	Expresadas como	Valor máximo aceptable (mg/L)
Antimonio	Sb	0.02
Arsénico	As	0.01
Bario	Ba	0.7
Cadmio	Cd	0.003
Cianuro libre y disociable	CN	0.05
Cobre	Cu	0.001
Cromo total	Cr	0.02

Mercurio	Hg	0.001
Níquel	Ni	0.02
Plomo	Pb	0.01
Selenio	Se	0.01
Trihalometanos totales	THMs	0.2
Hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP)	HAP	0.01

Fuente: Resolución 2115 de 2007

Las características químicas del agua para consumo humano de los elementos, compuestos químicos y mezclas de compuestos químicos diferentes a los plaguicidas y otras sustancias que al sobrepasar los valores máximos aceptables tienen reconocido efecto adverso en la salud humana, deben enmarcarse dentro de los valores máximos aceptables que se señalan en la tabla 2

Las características químicas del agua para consumo humano en relación con los elementos, compuestos químicos y mezclas de compuestos químicos que tienen implicaciones sobre la salud humana se señalan en la tabla 3

Tabla 3. Características químicas de sustancias que tienen implicaciones sobre la salud humana

Elementos, compuestos químicos y mezclas de compuestos químicos que tienen implicaciones sobre la salud humana	Expresadas como	Valor máximo aceptable (mg/L)
Carbono orgánico total	COT	5.0
Nitritos	NO ₂	0.1
Nitratos	NO ₃	10
Fluoruros	F	1.0

Fuente: Resolución 2115 de 2007

Las características químicas del agua para consumo humano en relación con los elementos y compuestos químicos que tienen consecuencias económicas e indirectas sobre la salud se señalan en la tabla 4.

Tabla 4. *Características químicas de sustancias que tienen consecuencias económicas e indirectas sobre la salud humana*

Elementos y compuestos químicos que tienen implicaciones de tipo económico	Expresadas como	Valor máximo aceptable (mg/L)
Calcio	Ca	60.0
Alcalinidad total	CaCO ₃	200
Cloruros	Cl ⁻	250
Aluminio	Al ₃ ⁺	0.2
Dureza total	CaCO ₃	300
Hierro total	Fe	0.3
Magnesio	Mg	36
Manganeso	Mn	0.1
Molibdeno	Mo	0.07
Sulfatos	SO ₄ ²⁻	250
Zinc	Zn	3
Fosfatos	PO ₄ ³⁻	0.5

Fuente: Resolución 2115 de 2007

Con las características anteriores y sus respectivos puntajes, se puede obtener el Índice de Riesgo de la Calidad del Agua (IRCA), que es un indicador que determina el estado del agua y su nivel de riesgo para el consumo humano y se determina con la siguiente fórmula.

$$IRCA(\%) = \frac{\sum \text{puntajes de riesgo asignados a las características no aceptables}}{\sum \text{puntajes de riesgo asignados a todas las características analizadas}} * 100$$

Fuente: Resolución 2115 de 2007

En la tabla 5 se muestra la clasificación del nivel de riesgo según el porcentaje que este arroje y las indicaciones que se deben realizar de acuerdo al mismo.

Tabla 5. Clasificación de riesgo en salud según el IRCA por muestra

Clasificación IRCA (%)	Nivel de Riesgo	IRCA por muestra (Notificaciones que adelantará la autoridad sanitaria de manera inmediata)	IRCA mensual (Acciones)
80.1 -100	INVIABLE SANITARIA MENTE	Informar a la persona prestadora, al COVE, Alcalde, Gobernador, SSPD, MPS INS, MAVDT, Contraloría General y Procuraduría General	Agua no apta para consumo humano, gestión directa de acuerdo a su competencia de la persona prestadora, alcaldes, gobernadores y entidades de orden nacional.
35.1 -80	ALTO	Informar a la persona prestadora, al COVE, Alcalde, Gobernador y a la SSPD	Agua no apta para consumo humano, gestión directa de acuerdo a su competencia de la persona prestadora y de los alcaldes y gobernadores respectivos.
14.1 -35	MEDIO	Informar a la persona prestadora, COVE, Alcalde y Gobernador	Agua no apta para consumo humano, gestión directa de la persona persona prestadora.
5.1 -14	BAJO	Informar a la persona prestadora y al COVE	Agua no apta para consumo humano, susceptible de mejoramiento.
0 - 5	SIN RIESGO	Continuar el control y la vigilancia	Agua apta para consumo humano. Continuar vigilancia.

Fuente: Resolución 2115 de 2007

Investigando en los informes de análisis de calidad de agua para el consumo humano realizados por la Secretaría de Salud Departamental de Boyacá al acueducto Roa y Carrizal se encuentran los siguientes resultados indicadores. (Tabla 6)

Tabla 6. Resultados de indicadores

ACUEDUCTO	IRCA promedio del 1 de enero al 31 de diciembre de 2021 (%)	IRABApp (%)	BUENAS PRÁCTICAS SANITARIAS (Puntos)	TIPO DE PLANTA DE TRATAMIENTO
ASOCIACIÓN DE SUSCRIPTORES DEL ACUEDUCTO VEREDAL ROA Y CARRIZAL	94.67	90	98	PTAP COMPACTA (sin operar)
	INVIABLE SANITARIAMENTE	RIESGO MUY ALTO	RIESGO MUY ALTO	

Fuente: Secretaría de salud departamental de Boyacá

IRCA: Índice de Riesgo de Calidad de Agua para consumo humano.

IRABApp: Índice de Riesgo por Abastecimiento de Agua de la Persona Prestadora.

Según la información de la tabla 6, el agua que se está suministrando a la comunidad del municipio es inviable sanitariamente o no apta para el consumo humano (tabla 5), con un promedio del IRCA del 94.67 % lo que indica que de cada 100 personas que consuman el líquido, 95 corren el riesgo de enfermarse, además de que deben hacerse todas las indicaciones que sugiere la tabla 5.

El valor del porcentaje del IRCA en esta investigación, se tomó del informe de calidad de agua del Acueducto Roa y Carrizal que realizó la secretaría de salud, quienes calcularon el indicador

(IRCA) promedio del 1 de enero al 31 de diciembre de 2021 tal y como se encuentra indicado en la tabla 6.

En las tablas 7 y 8 se muestran los análisis de calidad del agua cruda para las veredas Roa y Carrizal respectivamente, los cuales fueron suministrados por la SDB, 2022.

Tabla 7. Informe de análisis de la calidad del agua para el consumo humano.

	FORMATO				VERSION: 2
					CODIGO: M-GS-LS-F-098
INFORME DE ANALISIS DE LA CALIDAD DEL AGUA PARA EL CONSUMO HUMANO					FECHA 04/Abril/2022
	SUSTRATO STANDARIO METHODS 9222 B		NMP/100ml		
Hierro Total	SM-3500-Fe B	1,1994	Mg Fe/L	0 A 0,3	NO ACEPTABLE
Magnesio	SM-3500-Mg B	2,75	Mg Mg/L	0 A 36	ACEPTABLE
Manganeso	SM-3500-Mn B	0,3343	Mg Mn/L	0 A 0,1	NO ACEPTABLE
PH	KIT COMPARACION VISUAL	7,6	Unidades	5,5 A 9	ACEPTABLE
	SM 4500 SO4-2	10	Mg SO4 2/L	0 A 250	ACEPTABLE
Turbiedad	NEFELOMETRICO SM 2130 N	19	UNT	0 A 2	NO ACEPTABLE
ANALISIS ESPECIALES					
Caracteristicas	Metodo	Resultado	Unidades	valores Aceptables	Diagnostico
Cadmio	SM 3113 B	0,0003	mg Cd/L	0 A 0,003	ACEPTABLE
Plomo	SM 3113 B	0.005	mg Pb/L	0 A 0,01	ACEPTABLE

Fuente: Secretaría de salud departamental de Boyacá

Tabla 8. Análisis físicoquímicos y microbiológicos

ANALISIS IN-SITU					
Características	Metodo	Resultado	Unidades	valores Aceptables	Diagnostico
ph in-situ	KIT COMPARACION VISUAL	7,5	UNIDADES DE PH	6,5 A 9	ACEPTABLE
Cloro residual libre in-situ	KIT COMPARACION VISUAL	0	Mg Cl2/L	0,3 A 2	NO ACEPTABLE
ANALISIS FISICOQUIMICOS Y MICROBIOLOGICOS					
Características	Metodo	Resultado	Unidades	valores Aceptables	Diagnostico
Calcio	SM 3500- Ca B	6,36	mg Ca/L	0 A 60	ACEPTABLE
Cloro Residual Libre	KIT COMPARACION VISUAL	0	mg Cl2/L	0,3 A 2	NO ACEPTABLE
Cloruros	SM 4500-CL B	19,26	mg Cl/L	0 A 250	ACEPTABLE
Coliformes Totales	ENSAYO ENZIMA SUSTRATO STANDARIO METHODS 9232 B	2419,6	UFC/100ml-NMP/100ml	0 A 0	NO ACEPTABLE
Color aparente	FOTOMETRICO	200	UPC	0 A 15	NO ACEPTABLE
Dureza total	SM 2340 C	32,21	mg CaCO3/L	0 A 300	ACEPTABLE
E.coli	ENSAYO ENZIMA	1299,7	UFC/100ml	0 A 0	NO ACEPTABLE

Fuente: Secretaría de salud departamental de Boyacá

Es evidente entonces, de acuerdo a los análisis de calidad del agua suministrado por esta entidad (tablas 7 y 8), que varias características que presenta el agua de este acueducto no se encuentran dentro de los valores aceptables enmarcados en la resolución 2115 de 2007, debido a que la planta de tratamiento actual no se encuentra en operación, por lo tanto, se debe plantear una unidad de tratamiento efectiva de agua potable, para lograr que dichos valores se encuentren conforme a la resolución.

4.4.Objetivos

4.4.1. Objetivo General

- Determinar la combinación de procesos unitarios que garanticen el cumplimiento de la resolución 2115 de 2007, para dar agua apta para el consumo humano a las comunidades Roa y El Carrizal del Municipio de Sutamarchán Boyacá.

4.4.2. *Objetivos Específicos*

- Conducir una prueba de jarras convencional para determinar la dosis optima de coagulante que garantice una efectiva reducción de turbiedad y color aparente.
- Llevar a cabo una medición del tamaño medio de flocs generados con la dosis optima de coagulante en la prueba de jarras y determinar su posible impacto en los procesos de sedimentación y/o filtración directa.
- Determinar la velocidad de sedimentación de partículas de flocs y los principales mecanismos de remoción de partículas en filtros rápidos en base al tamaño medio de flocs.

5. Revisión Bibliográfica y Estado Del Arte

El agua es el recurso básico para garantizar la vida de todos los seres vivos del planeta; sin embargo, por su escasez y contaminación, provocan que las personas tengan un acceso deficiente a este recurso tan necesario, por esto es de vital importancia realizar un tratamiento de aguas adecuado para el consumo humano ya que, de no ser así, pueden presentarse enfermedades por contaminación de microorganismos las cuales ponen en riesgo la salud humana. El agua potable es aquella que es apta para el consumo humano, que está libre de microorganismos y sustancias tóxicas que pueden ser perjudiciales para la salud humana. Cuando contamos con fuentes superficiales, subterráneas y de mar encontramos presencia de sales o metales pesados, heces fecales de animales, sustancias tóxicas, sedimentos y materia por esto se hace necesario realizar

obras que ayuden a la comunidad a obtener agua potable ya sea para fines de consumo doméstico, servicios públicos u otros usos, y de esta manera disminuir riesgos.

El agua es un elemento esencial para la vida humana, que en su composición trae una serie de impurezas suspendidas y disueltas que impiden que ésta sea adecuada para numerosos fines, por ejemplo, su consumo. Por tal motivo, los sistemas de abastecimiento de agua potable tienen la finalidad de obtener agua para consumo humano mediante la utilización de diversos métodos que permitan eliminar las impurezas. (Caminati Briceño & Caqui Febre, 2013). En Colombia, muchas plantas de tratamiento de agua potable (PTAP) trabajan con unidades de filtración multietapa (MEF) un tipo de filtración en donde se usa la filtración rápida más lenta en arena con el fin de realizar procesos de purificación para obtener agua potable. Esta combinación de tratamientos de agua también es utilizada por muchos países en todo el mundo. (González-Galvis Juan Pablo, 2022) Un informe de calidad del agua del Instituto Nacional de Salud de Colombia (INS, 2019) mostró que el 88% de los municipios del departamento de Boyacá, Colombia, ubicados en la Región Andina, que es el área de estudio de esta investigación, no cumplen con los estándares de calidad del agua potable.

La presencia de organismos patógenos y concentraciones de turbidez superiores a 2,0 NTU que se encuentran en el agua del grifo son dos de los temas cruciales en estas plantas de tratamiento. Por lo tanto, para cumplir con los estándares básicos de agua potable y mitigar los impactos del cambio climático, estas plantas de tratamiento deberían actualizar sus antiguos sistemas incorporando unidades de coagulación, floculación y clarificación. Sin embargo, un inconveniente en el diseño de las unidades de clarificación en los países en desarrollo es la falta de información sobre los parámetros clave del diseño, como el tamaño y la estructura de los flóculos generados en procesos de coagulación y floculación (González-Galvis Juan Pablo, 2022).

5.1.Filtros De Arena

Los filtros de arena se emplean como tratamiento primario en aguas residuales, en los filtros de arena se almacena el agua temporalmente y la hacen atravesar varias capas de arena, mejorando así su calidad en el flujo de salida. El agua cruda con varios tamaños de partículas coloidales necesita ser coagulada o floculada con coagulantes y floculantes, para permitir que los flocs formados sean retenidos en los filtros de arena contribuyendo a la remoción de turbiedad y color aparente. El filtro está lleno de medios como antracita, granate y arena de diferentes tamaños. Estos filtros pueden ser de doble medio según las características del agua cruda y por ende se logra un grado muy alto de claridad en el agua filtrada debido a que las partículas más finas de granate en el fondo atrapan partículas causantes de turbidez. (Vedavyasan, 2012). Según (Vedavyasan, 2012) en el filtro de doble medio que es una de las categorías que lo componen, encontramos el filtro de arena de piscina, el cual está diseñado para atrapar partículas en el rango de 20–100 micras. La eficiencia de la eliminación de sólidos es afectada por el tamaño y la forma de los medios filtrantes, a medida que un filtro de arena recolecta partículas, su eficiencia aumenta, atrapando partículas más finas. Los medios deben ser lo suficientemente gruesos para permitir que los sólidos penetren en el lecho de 2 a 4 pulgadas. Las principales ventajas de la filtración de medios duales es que pueden tratar tasas más altas (cargas hidráulicas mayores) y tienen ciclos más largos de filtración.

5.2.Filtros de Arena Lentos y de Desbaste

La filtración lenta de arena es un procedimiento en el cual el agua entra en un tratamiento de potabilización, estos filtros funcionan a tasas muy bajas de filtración ($0,1 - 0,3 \text{ m}^3/\text{h}$) y arena muy fina ($0,2 \text{ mm}$) y suelen funcionar sin pre cloración brindando una eliminación efectiva de bacterias, virus, protozoos, turbidez y metales pesados, no se requiere de bombas eléctricas ya que funciona solo con flujo por gravedad y no requiere de productos químicos. (E, Taweel, & Ali Gamila, 1999),

realizó un estudio de algunos medios filtrantes de desbaste para eliminar eficazmente la turbiedad, la materia orgánica y la turbidez del agua, con el fin de probar la eficiencia del filtro de desbaste seguido por un filtro de arena lento para minimizar la carga suspendida en los pasos anteriores al tratamiento del agua este filtro contaba con tres capas, la grava mostrando una eliminación del 84% al 100% de clorofila, algas verdes, algas verdeazuladas, diatomeas, coliformes fecales, estreptococos fecales, el uso de un filtro de arena lento después de un filtro de desbaste mejoró el porcentaje de eliminación de turbidez en un 92%.

En este tratamiento todos los filtros lentos de arena probados fueron aceptables reduciendo los microorganismos y turbidez presentes en la muestra de agua mientras que los resultados de los parámetros físico químicos no mostraron ningún cambio. (Robin Collins, Taylor Eighty, James, & Malley, 1991), llevaron a cabo estudios para optimizar el rendimiento de un filtro lento de arena mediante métodos de pretratamiento que se han utilizado para extender el período de uso. Los métodos de pretratamiento incluyen sedimentación a corto o largo plazo, filtros de desbaste, filtros de desbaste de flujo ascendente, de flujo descendente y de flujo horizontal.

Este estudio concluyó que, implementando las esferas filtrantes, filtros de desbaste y carbono activado, aumenta la remisión de partículas y minimiza los tiempos de inactividad de limpieza del filtro, logrando reducciones significativas en la turbidez del agua.

5.3.Filtración de Pretratamiento de Medios Granulares

Los filtros de medios granulares realizan su función a lo largo de cierta profundidad, estos filtros se diseñan con una altura de cama entre 15 y 30 pulgadas, pueden operar a gravedad en una alberca con un lecho filtrante o a presión en un recipiente cilíndrico de acero inoxidable vertical, los medios

granulares que tiene estos filtros son: arena de silica, antracita y arena de alta densidad. El filtro de medios granulares más simple es un filtro de arena. Los filtros de arena lentos originales usaban una velocidad de filtración muy baja y se basaban en capturar partículas en la superficie donde se formaba una capa biológicamente activa.

Hace más de 100 años se desarrollaron filtros de gravedad rápidos (RGF) que utilizan medios de arena para aumentar la capacidad de filtración y reducir el espacio requerido. Estos filtros de arena rápidos usaban una velocidad lineal mucho más alta y un lecho profundo de gránulos para aumentar la capacidad de retención de suciedad y convertir el dispositivo de un filtro de superficie a un filtro de profundidad (Coulson & Richardson, 1998). En este tipo de filtros, el agua fluye a través de un lecho de grava y arena, al fluir el agua incrementa la probabilidad de que el sólido tenga contacto con otras partículas suspendidas ya sea grava o arena en donde es retenido mientras pasa por las capas de material filtrante, la caída de presión o resistencia al flujo es cada vez mayor y el volumen de agua disminuye, indicando un mayor grado de turbidez. Es necesario remover los sólidos adheridos a la superficie del material granular del filtro, a este proceso se le denomina como retro lavado, en el que se invierte la dirección del flujo, es decir, normalmente el flujo es ascendente por lo cual durante el retro lavado es suficiente para hacer que se expanda en volumen, una vez que el filtro se ha retro lavado, se inicia nuevamente la operación de filtración hasta que nuevamente el filtro se sature con sólidos retenidos. En el retro lavado, se hace fluir agua en forma ascendente, en forma inversa a como fluye el agua durante la filtración, tratando de desprender los sólidos que saturan el material granular del filtro. La eficiencia del flujo de retro lavado puede mejorarse con la introducción de aire conocido como lavado de aire.

El atributo clave del filtro de medios granulares es que el tamaño de los poros en la superficie del lecho es mucho mayor que la mayoría de las partículas en el desafío de alimentación. Por lo

tanto, las partículas pueden ingresar al medio y comenzar a viajar con el flujo de alimentación a través del lecho. Es por esto que los sitios potenciales de captura se crean en la cama donde se quiera que las fuerzas de gravedad hagan el trabajo de atraer las partículas con el fin de adherirse a la superficie de un grano, de esta manera las fuerzas de arrastre desplazan la partícula, mientras que las partículas pequeñas por su fuerza de tracción son relativamente débiles lo cual no hace efectivo el mecanismo solo si su tamaño está alrededor de 5 o 10 micras ya que con menos las fuerzas de tracción de la gravedad disminuyen. Una limitación en este tipo de dispositivo es que las partículas grandes pueden cerrar los poros en la superficie creando una capa de torta a este efecto se le conoce como cegamiento de la superficie y, si ocurre, impide la utilización eficiente de los poros en la profundidad del medio, en este caso la superficie tendrá que tener una protección con un tratamiento basto.

5.4.Características De Los Medios

Una de las ventajas del filtro lento de gravedad, además de su eficiencia en la clarificación del agua, es la facilidad y sencillez de construcción de un filtro de este tipo, cuando hay superficie o terreno disponible para su construcción se pueden utilizar varios tipos de medios diferentes de diferentes tamaños de grano y profundidades de lecho para formar el filtro de lecho profundo se pueden usar diferentes medios básicos como la antracita que permite que se desarrolle un mecanismo de biofiltración y la arena con una capa de granate, muchas veces también se usa en estos procesos el carbón activado granular (GAC), que ayuda también en el proceso de biofiltración. Los filtros de medios granulares más simples solo usan un solo tipo de medio, generalmente arena, pero también posiblemente carbón activado granular, por sus siglas en inglés (GAC). El medio se elige de modo que la gravedad específica de la capa

superior sea menor que la de la capa inferior para mantener la estratificación en el uso a largo plazo (Wilf, 2007).

5.5.Rango De Velocidad

Un filtro de una sola capa tendería a utilizar un caudal de 5 a 12 m³/h por m² de superficie del lecho, la velocidad se puede aumentar con el número de capas y la profundidad de las capas, dependiendo del grado de eliminación requerida. La velocidad de filtración en este tipo de filtros es muy lenta, por lo que se requiere de una gran área o superficie de filtración para un flujo determinado. Los filtros de cuatro capas pueden funcionar a una velocidad de 25 a 60 m/h, un factor cinco veces mayor que el de un solo medio, lo que reduce significativamente el espacio ocupado. De acuerdo con (Voutchkov, 2010), la profundidad total del lecho de un filtro superficial podría ser de alrededor de 1 m, mientras que un filtro de lecho profundo podría tener entre 2,5 y 3,0 m de profundidad. Los filtros verticales tienden a usarse para flujos más pequeños, mientras que es más económico usar una disposición horizontal para caudales más altos.

5.6.Distribución Dinámica de Partículas de Flóculos Sobre el Efecto de Floculación

Según (Nan, He, Song, & Li, 2008), el tratamiento de agua más adoptado es el de la eliminación de desechos por floculación y separación sólido – líquido, este proceso de floculación cambia la distribución dinámica de las partículas suspendidas en el agua, es decir que elimina ciertos rangos de tamaño mediante la sedimentación ya que en este proceso las partículas más pequeñas se reúnen en otras más grandes, es aquí donde se realiza el conteo de partículas suspendidas en el agua y sus respectivos tamaños, este conteo se emplea en este estudio para monitorear en línea la distribución dinámica de partículas suspendidas en el agua, este contador de partículas es un instrumento eficaz para el estudio de la distribución dinámica de las partículas de los flóculos ya que es más sensible

a los cambios de las partículas en suspensión que también puede ser utilizado como turbidímetro de apoyo.

Los instrumentos utilizados fueron: contador de partículas PCX2200 (Hach, EE. UU.), turbidímetro en línea MICRO TOL (HF, EE. UU.), agitador de múltiples velocidades tipo N RW20 (Ika, Alemania), reactor de floculación rectangular (con un volumen efectivo de 18 L) y monitor de computadora industrial. Solución de suspensión de caolín (SO_2 , 46%; $\text{Alabam}\text{a2O}_3$, 39%; pérdida por quema, 20%), cloruro de polialuminio (PAC) como coagulante (reactivo analítico; contenido > 99,0 %; pH 4,9; basicidad 82,4 %; insoluble en agua 0,95 %), solución de agua PAC (1%), la arcilla de caolín se empapó antes del experimento y se mezcló con agua del grifo en el reactor rectangular para obtener 18 L de agua sintética con una turbidez de 100 NTU (Nan, He, Song, & Li, 2008).

El turbidímetro y el contador de partículas se encendieron para recolectar muestras a una velocidad de 100 mL/min. Una vez que se estabiliza la lectura de turbidez, los experimentos se realizan como una secuencia de dosificación, agitación rápida, agitación lenta y sedimentación. El método de agitación se emplea para determinar el impacto de la distribución dinámica de las partículas de flóculos sobre el efecto de la floculación. La dosis óptima de PAC de 10 mg/L se obtuvo cambiando la dosis de coagulante y utilizando el método de aproximación infinita. Se usó policloruro de aluminio (PAC) como coagulante con una dosis óptima de 10 mg/L, la velocidad de agitación rápida óptima fue de 250 rpm, el tiempo de agitación rápida fue de 10 s, la velocidad de agitación baja de 60 rpm y el tiempo de agitación baja fue de 20 min. Los resultados mostraron que el proceso de floculación se vio afectado en gran medida por una velocidad de agitación lenta, este experimento simula la variación de las condiciones hidrodinámicas cambiando la velocidad de agitación lenta, el contador de partículas es importante para estudiar la turbidez del agua y al

combinar estos dos instrumentos da un efecto satisfactorio para garantizar un tratamiento de agua adecuado. Los resultados de este experimento demostraron que las partículas de flóculo en diferentes rangos de tamaño contribuyen a la disminución de la turbidez del agua. (Nan, He, Song, & Li, 2008).

De acuerdo con (González, Jaramillo, & Martínez, 2022), el tamaño de las partículas de los flóculos en el tratamiento del agua potable es un parámetro importante para diseñar y operar unidades de clarificación y filtración. Sin embargo, las técnicas avanzadas para la caracterización de flóculos no son asequibles en las empresas de agua potable de los países en desarrollo porque son costosas y requieren personal calificado y capacitado. Es por esto se realizó una investigación con el fin de desarrollar y probar una metodología no intrusiva y de bajo costo con el fin de estudiar la caracterización del tamaño de los flóculos utilizando un teléfono celular HUAWEI P30 equipado con una cámara de 40 Megapíxeles. Esta técnica no requiere procesamiento de muestras, lo que mantiene inalterados los agregados de partículas de flocs para el análisis.) (González, Jaramillo, & Martínez, 2022).

En este estudio, por medio de un método no intrusivo, se pudo obtener el tamaño de los flocs, solo con una cámara de teléfono y un programa completamente gratuito, el cual fue muy útil para identificar y medir los flocs obtenidos con una amplia gama de distribución, además, se obtuvo importantes características tales como: área, perímetro y factor forma. Sin embargo, este estudio, no podría aplicarse a aguas con turbidez alta debido a que el programa no logrará identificar ni medir el floculo individualmente.

En este experimento se utilizaron diferentes muestras de agua superficial que contaban con baja turbidez y alcalinidad, el proceso de sedimentación por gravedad se realizó utilizando un aparato

de prueba de jarra regular con seis vasos de precipitados, la coagulación, floculación y decantación, se realizó con una mezcla rápida a 100 rpm ($G = 368 \text{ segundos}^{-1}$) durante 1 minuto; mezcla lenta a 40 rpm ($G = 93 \text{ s}^{-1}$) durante 15 min y sedimentación durante 30 min.

6. Metodología

6.1. Investigación Previa

En la primera fase se realizó una investigación en la cual se recopiló información sobre el estado en el que se encuentra el agua de la planta de tratamiento Roa y Carrizal, mediante informes de calidad del agua brindados por la secretaría de salud, de acuerdo con los datos obtenidos se estudian los sistemas de tratamiento para identificar la problemática del tratamiento actual, para esto se emplearon bases de datos de acceso público, normativas, decretos, resoluciones vigentes y a su vez investigando repositorios universitarios, artículos y libros encontrados en el CRAI de la Universidad Santo Tomás Tunja.

6.2. Diagnóstico de La Planta de Tratamiento de Agua Potable

En la segunda fase se llevó a cabo el diagnóstico de la planta de tratamiento de agua de las veredas de Roa y Carrizal del municipio de Sutamarchán teniendo en cuenta las condiciones actuales el tipo de tratamiento que se está implementando y observar el funcionamiento de las instalaciones y estructuras existentes para identificar si da cumplimiento mínimo de las condiciones planteadas en el RAS 2000, para los lechos filtrantes durante este diagnóstico se tomarán muestras de agua cruda que fueron llevadas a los laboratorios de la Universidad Santo Tomás para su análisis, también se recolectó agua cruda para realizar test de jarras y a partir de estos resultados definir las

unidades complementarias de tratamiento necesarias que garanticen el cumplimiento de cada uno de los parámetros establecidos en la resolución 2115 de 2007.

6.3. Ensayo de Jarras

Una vez completada la fase dos con las muestras de agua recolectadas durante el diagnóstico realizado a la planta de tratamiento de las veredas de Roa y Carrizal del municipio de Sutamarchán se condujo un test de jarras que, de acuerdo con Romero, 2002, el ensayo de jarras es uno de los más importantes en el control del proceso de coagulación química de aguas. Este proceso requiere como datos previos mínimos los valores de pH, turbiedad, color aparente y alcalinidad del agua cruda. (Romero Rojas, 2002).

6.4. Determinación de Dosis Óptima de Coagulante

Como resultado de la fase tres se obtiene la dosis óptima de coagulante la cual se calcula en el ensayo de jarras, el cual simula los procesos de coagulación y floculación de la planta de tratamiento de agua potable. Los ensayos de jarras se ejecutaron en los laboratorios de la Universidad Santo Tomás Tunja, siguiendo los procedimientos estandarizados para este tipo de pruebas tomando como referencia el procedimiento planteado en “Teoría y práctica de la purificación del agua” de Jorge Arboleda Valencia, (2000).

6.5. Medición de Floccs

Se hace por medio del programa IMAGE J, se toman fotografías al agua floculada para poder determinar las características de los flóculos y así poder diseñar las unidades de clarificación y filtración. Se siguió la metodología descrita en (González, Jaramillo, & Martínez, 2022).

6.6. Proyección de Población

Completada la fase tres pasamos a uno de los factores más importantes para el diseño de las estructuras hidráulicas, la proyección de población, la cual de acuerdo al instituto Vasco de Estadística (Eustat,18) son estimaciones de la población futura a corto y mediano plazo, para esto fue necesario recolectar datos históricos de censos del DANE, con estos datos y la implementación de los métodos aritmético, geométrico y exponencial que se encuentran en el título B del RAS 2000 se realiza el cálculo para la proyección de población, con este resultado podremos diseñar estructuras hidráulicas que se requieren para la planta de tratamiento en el mediano plazo.

6.6.1. Método Aritmético

Supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración:

$$Pf = Puc + Ka(Tf - Yuc) \quad (1)$$

$$Ka = \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} \quad (2)$$

Donde:

Pi=Población inicial

Puc= población del último censo

Ka= pendiente de la recta

Tuc= año último censo

Tci=año del censo inicial

6.6.2. Método Geométrico:

Es útil cuando la población muestra una importante actividad económica que genera un apreciable desarrollo, que genera un apreciable desarrollo y con importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin dificultades. La ecuación que se aplica en este método está dada por:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{t_f - t_{uc}} \quad (3)$$

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{(T_{uc} - T_{ci})}} \quad (4)$$

Donde:

r = tasa de crecimiento anual en forma decimal

P_f = población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección (habitantes).

P_{uc} = población correspondiente a la proyección del DANE (habitantes).

P_{ci} = Población correspondiente al censo inicial con información (habitantes).

T_{uc} = Año correspondiente al último año proyectado por el DANE.

T_f = Año al cual se quiere proyectar la información.

6.6.3. Método Exponencial:

Requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población, en donde el último censo corresponde a la proyección del DANE. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y posean abundantes áreas de expansión. La ecuación empleada en este método es:

$$P_f = P_{ci} * e^{K*(T_f - T_{ci})} \quad (5)$$

Donde K es la tasa de crecimiento poblacional la cual se calcula con el promedio de las tasas calculadas para cada par de censos, así:

$$K = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \quad (6)$$

Donde:

P_{cp} = Población del censo posterior (proyección del DANE).

P_{ca} = Población del censo anterior (habitantes).

T_{cp} = Año correspondiente al censo posterior.

T_{ca} = Año correspondiente al censo anterior.

$\ln$ = Logaritmo natural o neperiano.

6.7. Dimensionamiento de Las Estructuras

Se realiza el diseño de las unidades de tratamiento para la optimización del sistema de potabilización, a nivel esquemático, con el fin de mejorar la calidad del agua y dar cumplimiento al RAS 2000. Las unidades de tratamiento que se seleccionaron para diseñar en base a los estudios de tratabilidad fueron; coagulación, floculación, sedimentación y filtración.

6.7.1. Coagulación – Floculación

En la operación de los procesos de coagulación y floculación existen tres componentes esenciales:

- Selección de los coagulantes.

- Aplicación de los coagulantes.
- Control de la efectividad de los procesos.

Este procedimiento se realiza en el ensayo de jarras de acuerdo con las características de temperatura, pH, alcalinidad, turbiedad y color aparente del agua cruda, en este test se evalúa el tipo de coagulantes por usar y la dosis óptima necesaria. (Romero Rojas, 2000)

Existen dos tipos de floculador, el mecánico, que realiza su funcionamiento por medio de equipos mecánicos como paletas, turbinas, entre otros, y el floculador hidráulico que trabaja por disipación de energía hidráulica, diferencia de nivel, pérdida de carga o movimiento del flujo (Carreño Carvajal & Castiblanco Torres, 2016).

Una vez establecida la operación permanente de la planta, se deben comparar las dosis aplicadas con las del ensayo de jarras y ajustarlas a la producción de una calidad óptima de agua. Los dosificadores se deben calibrar mediante medidas de la cantidad dispensada, en períodos fijos, por peso o por volumen y no solamente con base en curvas de calibración suministradas por los fabricantes, todas las unidades motoras del proceso de coagulación y floculación deberán someterse a inspección para observación de daños o defectos, así como a un programa rutinario de engrase, lubricación y limpieza.

6.7.2. Sedimentación

La función principal de la sedimentación es producir agua clarificada con turbiedad mínima, generalmente menos de 10 UNT, la sedimentación depende de la realización adecuada de la coagulación y floculación, obtención del mejor flóculo posible antes del sedimentador ya que se debe asegurar una distribución adecuada del caudal, para minimizar los cambios bruscos de flujo y así asegurar una carga de rebose apropiada sobre los vertederos efluentes. Por esto es necesario realizar registros de control que deben incluir: cargas superficiales, cargas de rebose de los

vertederos, turbiedad del agua afluente y efluente de cada tanque de sedimentación, cantidad de lodo bombeado o extraído de cada tanque, tipos de problemas de operación encontrados y medidas correctivas adoptadas. (Romero Rojas, 2000)

6.7.3. Filtración

Filtración dinámica: En este tipo de filtración el caudal se divide en dos flujos, uno superficial encargado del barrido superficial del lecho para finalmente salir de la unidad y la otra es filtrada a través del lecho; una de las diferencias más destacadas del filtro dinámico en comparación a otras filtraciones gruesas, es que su lecho es gradado del más fino en su capa superior al más grueso al fondo. (Cinara, 1998).

Filtros de arena lenta: Estos filtros puede eliminar efectivamente los microorganismos que causan enfermedades transportadas por agua, para este tipo de filtración hay que tener muy en cuenta el mantenimiento de los filtros ya que no lo requieren de manera seguida debido a que después del uso repetido, la arena se convierte en una portadora de bacterias, algas, protozoos, y gusanos acuáticos y estos microorganismos ayudan al proceso de filtración mediante la eliminación de contaminante. (Academia Nacional de Ciencias, 2007).

Mediante un medio filtrante las partículas que se encuentran en el fluido son suspendidas por un medio poroso no diluible, existen diferentes tipos de filtración con grandes diferencias entre los tipos de filtros usados para tratamiento de agua, los problemas de operación y mantenimiento de dichas unidades son más o menos similares, por esto al iniciar la operación de un filtro por gravedad, éste debe llenarse despacio, con agua ascensional, hasta cubrir totalmente el medio, para remover el aire atrapado entre los gránulos del lecho filtrante y prevenir la alteración superficial del medio al entrar el afluente, mientras que en filtros lentos, al iniciar la operación se requiere un

período de acondicionamiento del filtro, el cual puede tomar de 4 a 7 días, para formar una película biológica sobre la superficie de la arena. Durante dicho período de maduración el agua se desecha hasta que la calidad del efluente indique que se ha desarrollado sobre la arena la película necesaria. (Romero Rojas, 2000)

En filtros rápidos nuevos el medio debe lavarse, para remover el exceso de finos, antes de ponerlo en operación. Para descartar los finos se procede a un lavado ascensional a la tasa máxima de lavado durante 10 a 15 minutos. En filtros de medio dual se debe hacer esta operación tanto con la arena como con la antracita. En filtros rápidos la necesidad de lavado la determinan los siguientes factores: Pérdida de carga máxima disponible. Fuga de turbiedad a través del filtro. Carrera de filtración mayor de 36 a 40 horas. Todo filtro pierde medio filtrante durante el lavado, especialmente cuando se usa lavado superficial; sin embargo, dicha pérdida debe ser mínima, o de lo contrario debe revisarse el procedimiento y la tasa de lavado. (Romero Rojas, 2000).

Los registros de control de la operación de filtros deben incluir la siguiente información:

- Caudal filtrado.
- Pérdida de carga.
- Duración de la carrera.
- Tasa de lavado.
- Volumen de agua de lavado usada.
- Volumen de agua filtrada.
- Duración del lavado ascensional.
- Duración del lavado superficial.
- Turbiedad del agua afluente.

- Turbiedad del agua filtrada.

6.8.Conclusiones Y Recomendaciones

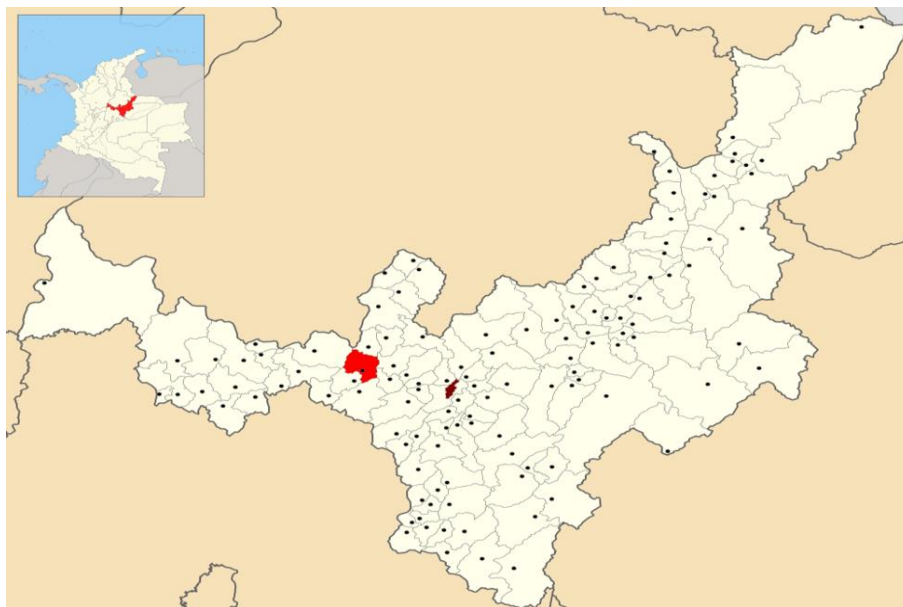
Se presentan conclusiones con respecto al desarrollo del proyecto y los resultados obtenidos en el proceso de investigación del mismo y de igual manera se plantean recomendaciones en cuanto a las necesidades encontradas en el sistema de potabilización y las estructuras existentes.

7. Desarrollo del Proyecto

7.1. Investigación Previa

Sutamarchán es un municipio colombiano que se encuentra situado sobre el ramal de la cordillera oriental de Los Andes, al occidente del departamento de Boyacá, provincia del alto Ricaurte. La distancia a la capital del departamento (Tunja), es de 44 Km y en tiempo, 45 minutos. Tiene una población de alrededor de 5900 habitantes y una superficie total de 102 Km² (Figura 1).

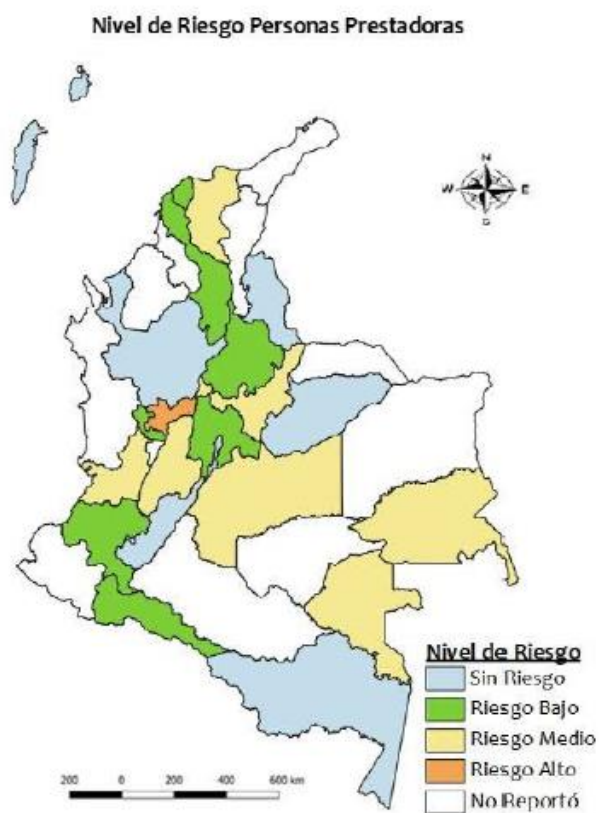
Figura 1. Ubicación del municipio de Sutamarchán



Fuente: Google imágenes

A partir de la búsqueda y recolección de datos ubicados tanto en la web como en las entidades públicas, se obtuvo información referente al estado de la calidad de agua del departamento en general y del municipio en específico. En documentos como el boletín de vigilancia de la calidad del agua para el consumo humano del Instituto Nacional de Salud, se encontró que el departamento de Boyacá tiene un IRCA con riesgo medio para autoabastecedores y alto para personas prestadoras, y que a su vez el municipio de Sutamarchán tiene un IRCA con riesgo alto. La figura 2, muestra el nivel de riesgo para personas prestadoras en Boyacá y en los demás departamentos de Colombia.

Figura 2. Nivel de riesgo personas prestadoras



Fuente: Instituto Nacional de Salud 2020

En la figura 3 se muestra el nivel de riesgo municipal en el cual el histórico de calidad de agua del año 2020 arroja un riesgo alto para la población del municipio de Sutamarchán información obtenida por medio del instituto nacional de salud.

Figura 3. Nivel de riesgo municipal personas prestadoras

Nivel de Riesgo Municipal Personas Prestadoras				
Departamento	Municipio	Número de Muestras	IRCA	Nivel de Riesgo
Boyacá	San Mateo	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	San Miguel De Sema	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	San Pablo De Borbur	2	46,69	Alto
Boyacá	Santa María	2	9,04	Bajo
Boyacá	Santa Rosa De Viterbo	3	5,95	Bajo
Boyacá	Santa Sofía	1	8,52	Bajo
Boyacá	Santana	2	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Sativanorte	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Sativasur	2	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Siachoque	1	1,19	Sin Riesgo
Boyacá	Soatá	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Socha	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Socotá	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Sogamoso	25	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Somondoco	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Sora	2	9,79	Bajo
Boyacá	Soracá	2	9,77	Bajo
Boyacá	Sotaquirá	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Susacón	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Sutamarchán	2	51,21	Alto
Boyacá	Sutatenza	2	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Tasco	2	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Tenza	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Tibaná	2	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Tibasosa	2	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Tinjacá	1	3,45	Sin Riesgo
Boyacá	Tipacoque	2	37,20	Alto
Boyacá	Toca	1	0,00	Sin Riesgo
Boyacá	Togüí	1	3,53	Sin Riesgo
Boyacá	Tópaga	1	3,53	Sin Riesgo

fuentes: Instituto Nacional de Salud 2020

7.2. Diagnóstico de la planta de tratamiento de agua potable.

Se realiza visita a la planta de tratamiento ubicada en el sitio llamado la “Loma de los Difuntos” a 15 minutos de Sutamarchán, la planta de tratamiento tipo compacto actualmente no está en uso,

ésta se abastece de la fuente superficial quebrada la cebada, actualmente sin ningún tipo de tratamiento. Se toman las muestras de agua del tanque de almacenamiento para realizar el ensayo de jarras con el fin de obtener un diagnóstico y poder definir las unidades complementarias de tratamiento necesarias con las que se puedan garantizar el cumplimiento de cada uno de los parámetros establecidos en la resolución 2115 de 2007 (Figura 4).

Figura 4. Torre de aireación PTAP Roa y Carrizal



Fuente: autoras

Se identificó la problemática que incide representativamente en la calidad del agua de la planta de tratamiento y se observa que esta cuenta con muy poco flujo de agua, un caudal muy bajo, su aspecto a simple vista es malo, se perciben olores durante la toma de muestras, y por ende se ve la muestra muy turbia. Se evidencia que la planta está en estado de abandono y sin operación (Figuras 5, 6, 7 y 8).

Figura 5. PTAP Roa y Carrizal



Fuente: autoras

Figura 6. PTAP Roa y Carrizal



Fuente: autoras

Figura 7. Tanque de almacenamiento PTAP Roa y Carrizal



Fuente: autoras

Figura 8. Recolección de muestras de agua planta de tratamiento de Sutamarchán



Fuente: autoras

Se realiza recolección de agua tomada directamente del tanque de almacenamiento, se obtienen 4 canecas de 18,92 litros las cuales se trasladan a los laboratorios de la Universidad Santo Tomás para realizar el ensayo de jarras.

7.3. Ensayo de jarras

De acuerdo con Romero, el ensayo de jarras es uno de los más importantes en el control del proceso de coagulación química del agua. Este proceso requiere como datos previos mínimo los

valores de pH, turbiedad, color y alcalinidad del agua cruda (Romero Rojas, 2000). Mediante este ensayo se tomarán diferentes dosis del coagulante y/o floculante en cada una de las 6 jarras que se utilizarán para así a través del proceso de floculación reducir los coloides y materia orgánica natural (MON), este proceso a su vez nos permite ajustar el PH.

7.3.1. Materiales:

- Coagulante (sulfato de aluminio)
- 3 jeringas de 10 ml
- 3 jeringas de 10ml
- 6 Beakers de 2000 ml
- Equipo de jarras o plancha de agitación magnética
- Turbidímetro lovibond water.
- PH-metro de laboratorio Hanna.
- Colorímetro portátil Spectroquant Move 100
- Elementos de protección personal como gafas, guantes de látex, bata y tapabocas.

7.3.2. Procedimiento

- **Datos iniciales**

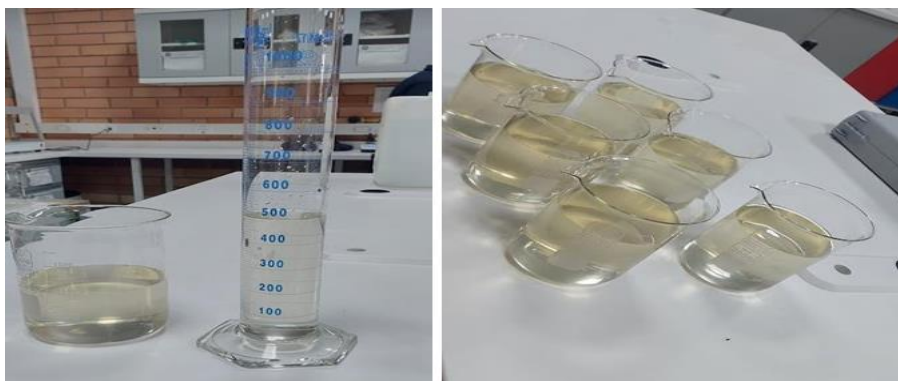
Teniendo la muestra de agua recolectada se procede a tomar temperatura, PH, turbiedad y conductividad. Los datos se consignan en la tabla 9.

Tabla 9. Valores iniciales

Parámetro	Valor	Unidad
Temperatura	12	°C
PH	7.27	UN
Turbiedad	14.2	UNT
Conductividad	0.027	mS
Color aparente	147.6	Pt/co

Fuente: autoras

Una vez obtenidos los datos iniciales, se procede a llenar 6 jarras con 1500mL de agua cruda (Figura 9).

Figura 9. Jarras con muestras de agua listas para llevar al agitador de paletas

Fuente: autoras

- **Preparación del coagulante**

Se preparó una solución patrón usando sulfato de aluminio $[(\text{Al}_2\text{SO}_4)_3 \cdot 14 \text{ H}_2\text{O}]$ como coagulante. Se pesaron 100g de sulfato de aluminio en polvo con una balanza y se colocó en un vaso de precipitado de 2000 ml al cual se le agregaron 1000ml de agua, destilada medidos con un cilindro graduado de 1000 ml. La mezcla se agito a 300 rpm durante 20 minutos, para asegurar la dilución completa del coagulante en polvo con lo cual se obtiene una solución con concentración

del 10%. Para el ensayo de jarras, se diluyen 10ml de la solución patrón en 100ml con agua destilada, usando un matraz aforado de 100 ml. Esto permite tener una solución de coagulante con una concentración de aluminio del 1%, la cual no se puede conservar por más de 24 horas (Arboleda, 1992). Como se muestra en las figuras 10 y 11.

Figura 10. Mezcla de sulfato de aluminio $[(Al_2SO_4)_3 * 14 H_2O]$ como coagulante y agua destilada.



Fuente: autoras

Figura 11. Agitación de la mezcla a 300 rpm durante 20 minutos.



Fuente: autoras

Se calculan las dosis de sulfato de aluminio para aplicar a las 6 jarras, utilizando 6 jeringas, cada una con diferente dosificación como se observa en la tabla 10, Se toman las 6 jeringas y se agrega al tiempo en las 6 jarras, cada una de ellas está marcada con la dosis aplicada de cada jeringa.

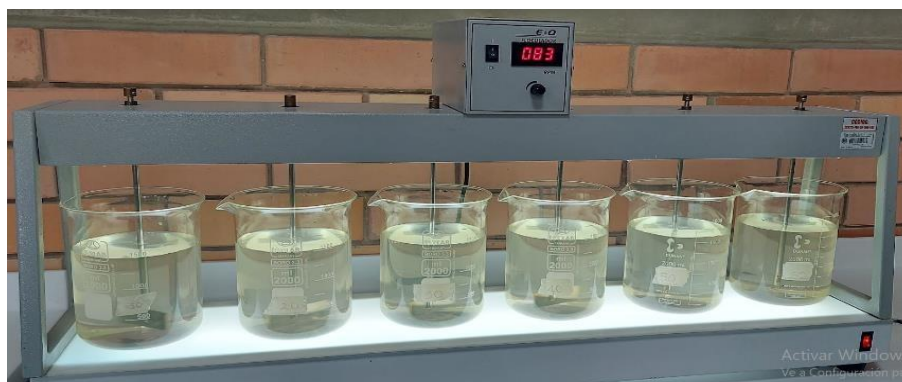
Tabla 10. Dosis de coagulante

Dosis de coagulante	
Dosis en (mg/L)	Volumen en (mL)
10	1.5
20	3.0
25	3.8
30	4.5
35	5.3
40	6.0
45	6.8
50	7.5
55	8.3
60	9.0

Fuente: autoras

Luego de aplicar la dosis del coagulante simultáneamente se pone a funcionar el equipo de jarras a una velocidad de 100 RPM durante 60s (1.0 minuto). Como se muestra en la figura 12.

Figura 12. Mezcla a 100 rpm con diferente dosis de coagulante en cada jarra durante 1 min.



Fuente: autoras

Una vez terminada la mezcla rápida, se procede a bajar la velocidad a 40 rpm durante 15 min donde se empezará a observar la formación de flocs (Figura 13).

Figura 13. Mezcla a 40 rpm con diferente dosis de coagulante en cada jarra durante 15 min.



Fuente: autoras

Pasados los 15 min se apaga el equipo y se dejan las jarras inmóviles durante 30 min donde empezará el proceso de sedimentación (Figura 14).

Figura 14. *Proceso de sedimentación en cada una de las jarras.*



Fuente: autoras

Una vez finalizados los 30 min. Se extraen por medio de una pipeta de 50 ml muestras de cada una de las jarras con el fin de medir los parámetros de turbiedad, pH y color aparente después del proceso.

Los resultados arrojados de cada una de las jarras se muestran en la tabla 11:

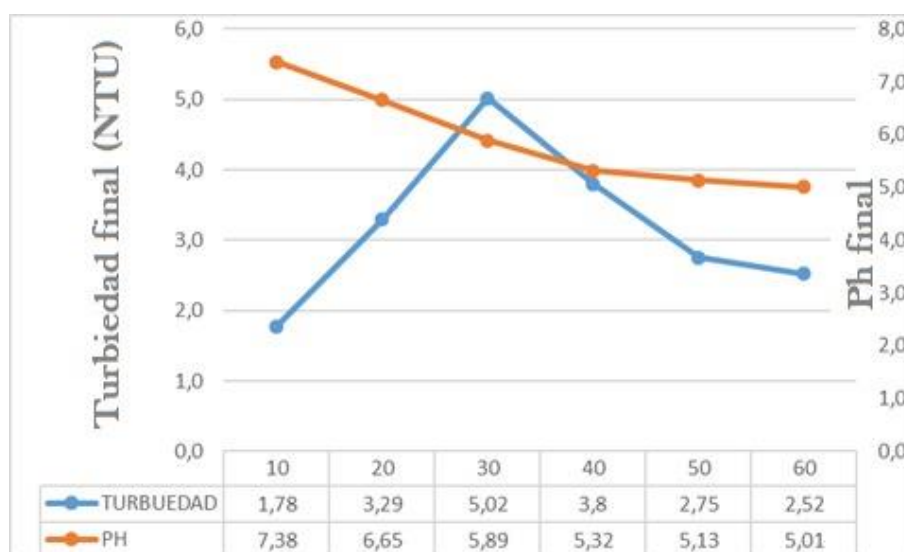
Tabla 11. Resultados de turbiedad, PH y color aparente después de haber realizado el proceso de coagulación

Resultados ensayo de jarras				
Jarra	Dosis de coagulante (mg/L)	Turbiedad (NTU)	PH	Color aparente (Pt/co)
1	10	1.78	7.38	<25
2	20	3.29	6.65	60
3	30	5.02	5.89	85
4	40	3.8	5.32	219
5	50	2.75	5.13	125
6	60	2.52	5.01	154

Fuente: autoras

Al finalizar el ensayo, obtenemos la siguiente gráfica (figura 15) donde se muestran los valores de turbiedad final y pH final, que corresponden a la desviación estándar calculada de los resultados de cada una de las jarras ya tratadas del ensayo.

Figura 15. Turbiedad final y PH final



Fuente: autoras

7.4. Determinación de la dosis óptima de coagulante.

Teniendo en cuenta los datos tomados inicialmente donde el agua cruda tiene una turbiedad de 14,2 UNT y un PH de 7,27. En la figura 17 podemos observar el comportamiento de estos factores después del tratamiento con sulfato de aluminio en diferentes concentraciones, donde evidentemente en la jarra 1, la cual corresponde a una concentración de sulfato de aluminio de 10 mg/L, se observa una remoción de turbiedad hasta un valor final de 1.78 UNT lo que corresponde a un porcentaje de remoción del 88%, manteniendo un PH de 7.38, que de acuerdo con la resolución 2115 de 2007 el PH admisible debe ser superior a 6.5, la turbiedad en la jarra 2, la cual corresponde a una dosis de coagulante de 20 mg/L, con un 77% de disminución de turbiedad y un PH de 6,65 también admisible pero no mejor que los resultados de la jarra 1, mientras que en la jarra 3 (30 mg/L) con una disminución del 65% de turbiedad y un PH de 5,89, en la jarra 4 (40 mg/L) con un 73% de disminución y un PH de 5,32, la jarra 5 (50 mg/L) con un 81% de disminución y un PH de 5,13 y la jarra 6 (60 mg/L) con un 82 % de disminución de turbiedad con un PH de 5,01 cuentan con un pH menor a 6,5 estando bajo este rango lo cual se convierte en agua ácida. Por lo tanto, la dosis optima de coagulante obtenida para esta investigación fue la correspondiente a la jarra 1 con una dosis de coagulante de 10 mg/L, como se muestra en la tabla 12.

Tabla 12. Valores de turbiedad, color y PH con la dosis óptima

Dosis óptima 10 mg/L	
Turbiedad UNT	1.78
Color Pt/co	25
PH	7.38

Fuente: autoras

Sin embargo, pese a que se obtuvo una remoción de turbiedad aceptable, color aparente no cumple con el valor máximo permisible de acuerdo con la resolución 2115 de 2007 (15 UPC), por tanto, se propone un tratamiento adicional con aireación y se espera que con esta opción se llegue a los valores aceptables por la resolución.

7.5. Medición de flocs

El tamaño de los flóculos que se encuentran en las plantas de tratamiento después de los procesos de coagulación y floculación puede verse afectado por varios factores, como son la concentración, origen y composición de la materia orgánica natural, alcalinidad, temperatura, pH y dureza del agua cruda; tipo y dosis de coagulante; e intensidad de mezcla de coagulación y floculación (González-Galvis Juan Pablo, 2022).

En esta investigación implementamos el programa informático ImageJ en el cual se podrá modificar las imágenes obtenidas con la cámara de un celular en el laboratorio con el fin de identificar los flóculos como puntos negros, de esta manera se establecerá una escala de referencia que nos servirá para obtener datos como área, perímetro y diámetro de los flóculos, después de la coagulación con una velocidad mínima de 10 rpm con el fin de reducir la circulación de los flocs

y poder capturar imágenes digitales, se prepara el equipo para iniciar con este proceso (González-Galvis Juan Pablo, 2022).

7.5.1. Materiales para la medición de los flocs

Los materiales empleados para la toma de fotografías para la medición de los flocs formados después de 15 minutos de floculación, se relacionan a continuación y el montaje experimental se muestra en la figura 16

- 1 teléfono celular Samsung Galaxy a51s 5g.
- 1 trípode para celular ajustable.
- 1 jarra con 1000ml ya en proceso de coagulación.
- 1 obturador remoto bluetooth.

Figura 16. Montaje experimental para la toma de fotografías para la medición de flocs



Fuente: autoras.

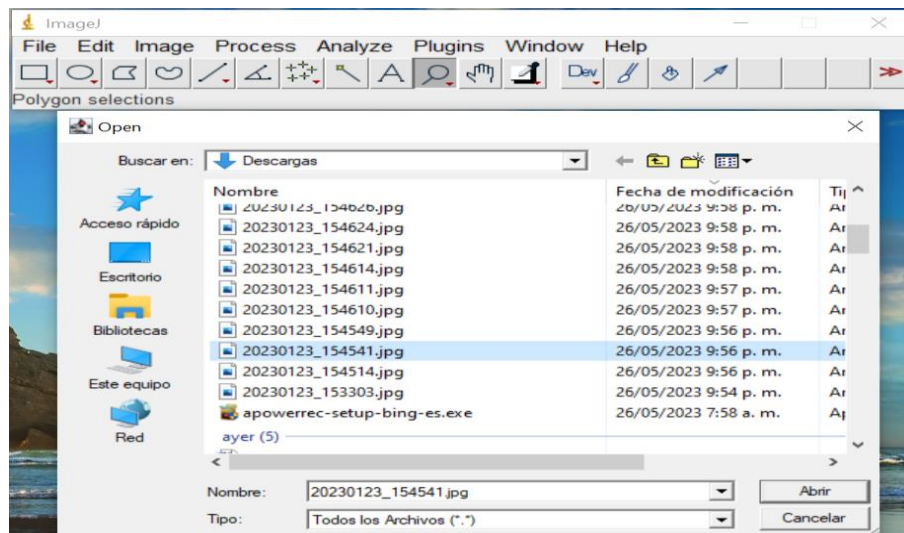
Para la toma de fotografías se usó un teléfono celular Galaxy a51s 5g, el cual cuenta con una cámara cuádruple, una cámara principal de 48 mp, una cámara macro de 5 mp, una cámara ultra wide de 12 mp y la cámara dep de 5 mp, el teléfono cuenta con IP 64 que nos permite sumergir el teléfono directamente en la jarra, el trípode se ubicó a 15 cm de la jarra.

El tiempo total para obtener una caracterización del tamaño de flóculos con una sola imagen es de aproximadamente entre 50 y 60 minutos, ese tiempo incluye 16 minutos para la prueba del frasco (1 minuto de coagulación más 15 minutos de floculación), 1 minuto para tomar al menos cinco fotografías y aproximadamente 30 a 40 minutos para analizar la mejor fotografía con el programa informático ImageJ (González-Galvis Juan Pablo, 2022). Se tomaron un total de 80 imágenes y 3 videos, la cámara se activó mediante el uso de un obturador remoto Bluetooth, para realizar el análisis del tamaño de los flocs, se eligió una imagen con la mejor distribución de los flocs y se procedió a descargar el programa ImageJ,

A continuación, se describen los pasos seguidos para la medición de los flocs:

Para subir la fotografía seleccionada se debe hacer clic en file opción open, allí se selecciona la fotografía donde se evidencien los flocs definidos para una buena medición, seleccionar abrir (Figura 17).

Figura 17. Selección de fotografía para ser procesada en el software

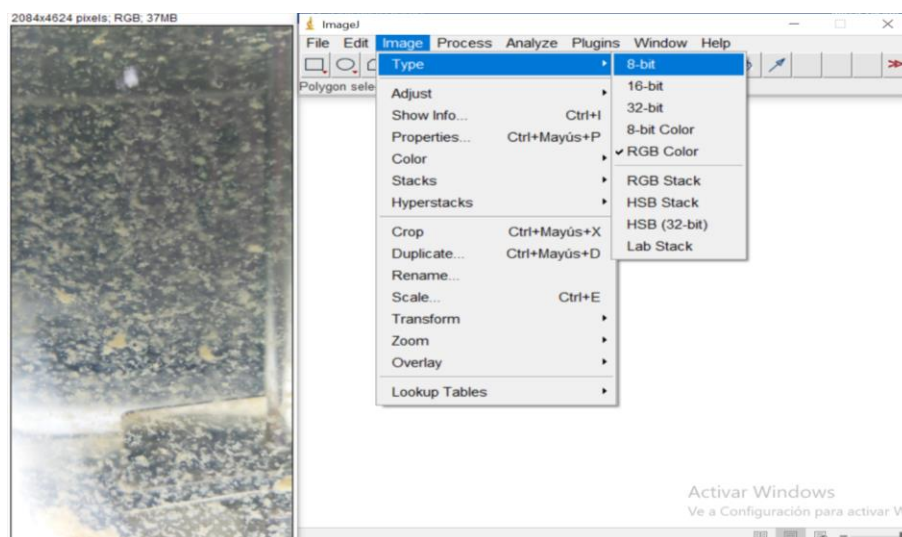


Fuente: autoras.

A continuación, ajustamos la imagen en 8bit, clic en Image opción type seleccionamos 8 bit.

(Figura 18)

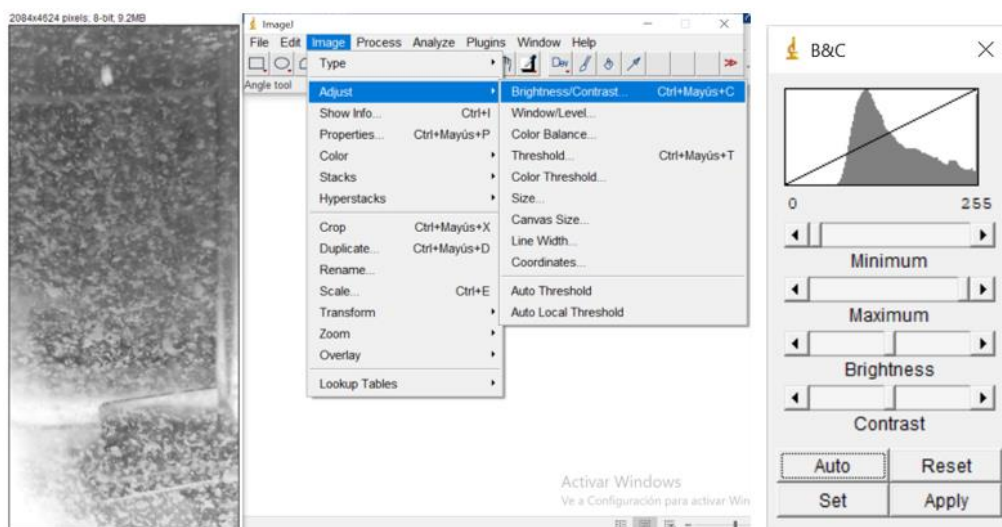
Figura 18. Ajuste de imagen a 8 bit



Fuente: autoras.

Se procede a ajustar el brillo y contraste, clic Image, opción Adjust y seleccionamos Brightness/contrast, allí se nos desplegará una nueva barra llamada B&C en la cual llevaremos hasta el 100% la opción de contraste, finalmente seleccionamos apply. (Figura 19)

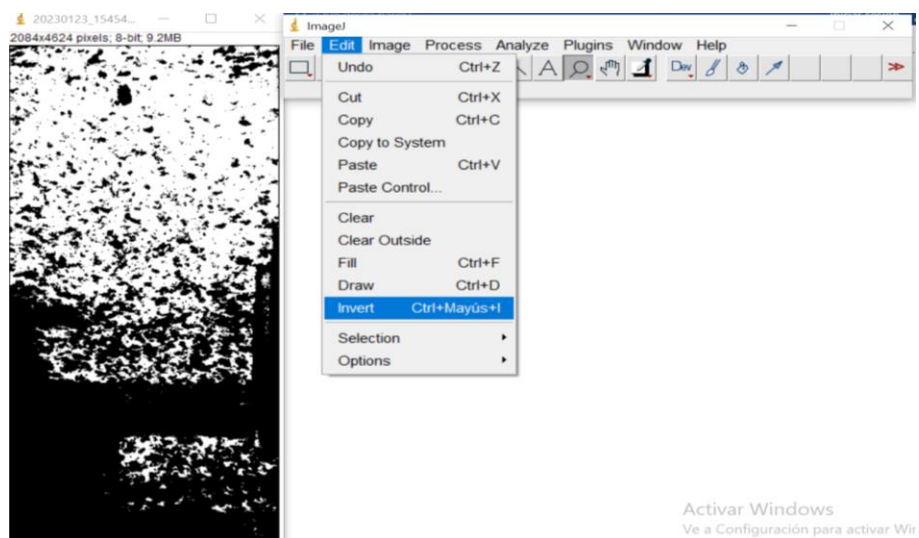
Figura 19. Ajuste de brillo y contraste de la imagen



Fuente: autoras.

Procedemos a invertir el color haciendo clic en edit y seleccionamos invert, de esta forma ya podemos observar los flocs para una mejor medición. (Figura 20)

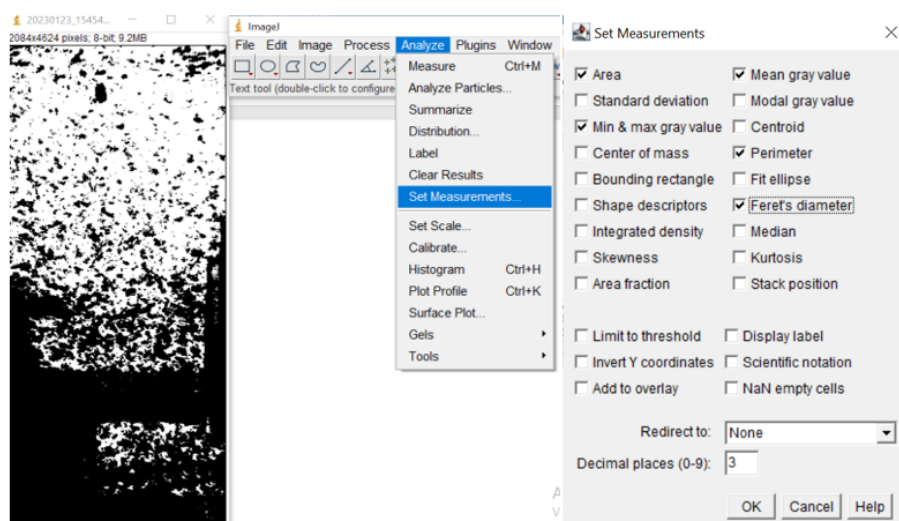
Figura 20. Edición de la fotografía para poder observar y medir los flocs



Fuente: autoras.

Para darle una escala a la medición primero corroboramos que estén activadas las opciones de área, min & Max gray value, mean gray value, perimeter y ferets diameter. Para esto hacemos clic en Analyze, y seleccionamos set measurements donde se abrirá un cuadro, y luego seleccionaremos las herramientas anteriormente mencionadas. (Figura 21).

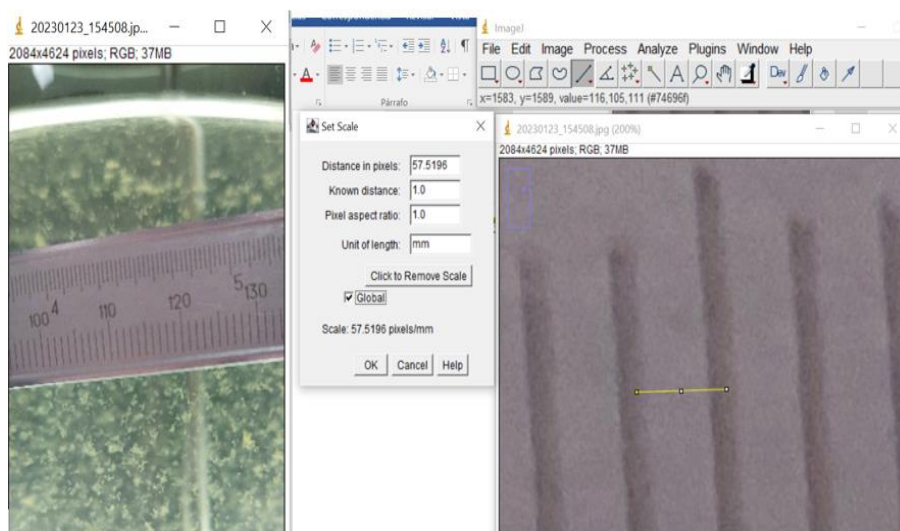
Figura 21. Escala de medición



Fuente: autoras.

Para empezar a dar la escala necesaria al programa, primero abriremos una imagen guía tomada con una regla en el laboratorio, con la herramienta straight realizamos una línea que tome un mm de la regla, teniendo esto damos clic en Analyze y seleccionamos set-scale, allí configuramos los valores de known distance en 1.0, pixel aspect ratio en 1.0 y unit of length en mm, finalmente seleccionas global para que quede predeterminado en el programa y aceptamos. (Figura 22).

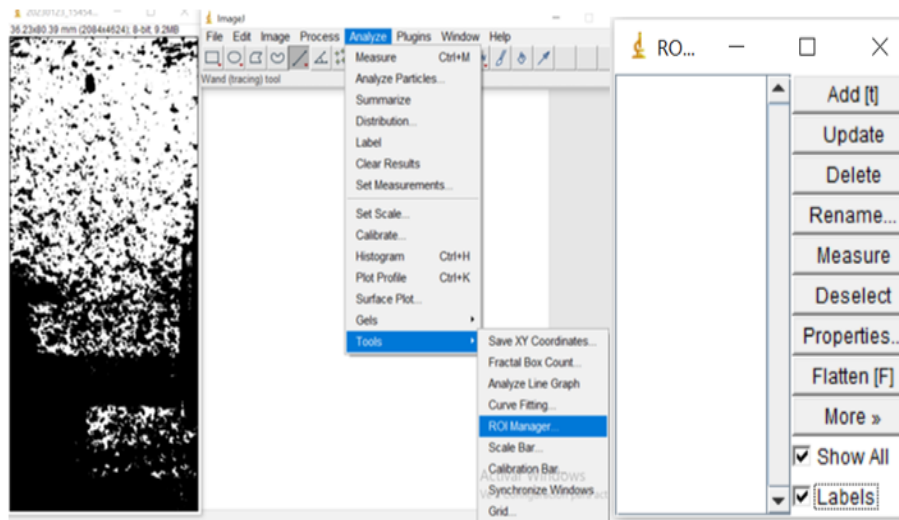
Figura 22. Escala de la imagen



Fuente: autoras

Para iniciar a tomar la medida y numeración de los flocs damos clic en Analyze opción tools y seleccionamos ROM manager, donde se nos desplegará una tabla donde se iniciará el conteo, allí seleccionamos show all y labels, para continuar realizamos zoom a la imagen con el fin de tener mejor visualización. (Figura 23).

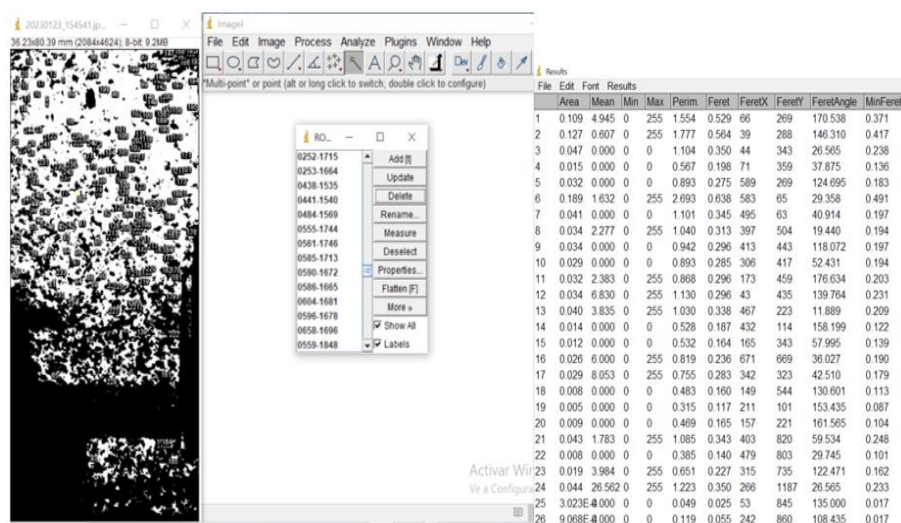
Figura 23. Conteo y medida del flocs



Fuente: autoras.

Una vez realizado el conteo de flocs procedemos a seleccionar measure donde se nos desplegara una tabla con los datos de cada una de las partículas de flocs, de la cual sacaremos un diámetro promedio. (Figura 24).

Figura 24. Tabla de datos y obtención del diámetro promedio

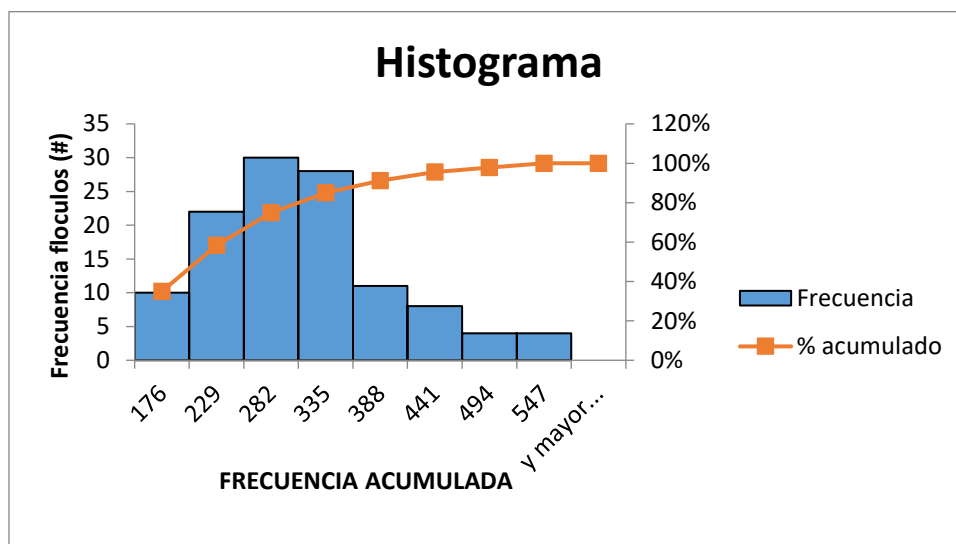


Fuente: autoras

En general, esta metodología nos permitió obtener los tamaños de los flóculos, mediante el software el cual, calculó directamente el factor de forma de los flóculos como una función del eje más largo dividido por la longitud más larga de una línea perpendicular a ese eje. (González-Galvis Juan Pablo, 2022). El promedio del diámetro de los flóculos de esta distribución fue de 231 μm , la mayoría de los flóculos (95%) con un rango entre 229 a 335 μm , mientras que en porcentaje de (5%) está fuera de este rango, el área media de los flóculos es de 92,11 μm^2 , y un perímetro medio de 199 μm , se identificaron y midieron un total de 246 flóculos.

En la figura 25 se muestra el histograma de frecuencia con respecto al tamaño de los flocs.

Figura 25. Distribución del tamaño de los flocs



Fuente: autoras

Con el tamaño promedio obtenido mediante este software, se permite estimar la velocidad de sedimentación de los mismos. Esta velocidad se calcula suponiendo una temperatura mínima crítica en horas de la madrugada de 12°C y una densidad de los flocs de 1.05 g/cm³ (González-Galvis Juan Pablo, 2022).

Esta velocidad puede ser útil para el diseño de los sistemas de clarificación del agua.

Para el cálculo de la velocidad de sedimentación de los flocs se utiliza la siguiente ecuación

$$v_s = \frac{(\rho_p - \rho_w) * d_p^2}{18\mu} \quad (7)$$

Donde:

g = Gravedad (m/s²)

ρ_p = Densidad del floc (Kg/ m³)

ρ_w = Densidad del agua para una temperatura de 12°C (Kg/m³)

d_p = Diámetro promedio del floc (m)

μ = Viscosidad dinámica del agua ($\text{Kg f}^*\text{s/m}^2$)

$$v_s = \frac{9.81 \text{ m/s}^2 \left(1050 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} - 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) * (0.000231 \text{ m})^2}{18 * 0.0012643 \text{ Kg f}^* \text{ s/m}^2} = 0.0011 \text{ m/s}$$

Se tiene entonces que para un tamaño de flóculo promedio de 231 μm o 0.000231 m, la velocidad de sedimentación de este será de 0.0011 m/s; o 0.07 m/h. Esta velocidad es muy baja dado que el rango reportado por la literatura, la velocidad de sedimentación de flocs está en un rango de 2 – 5.5 m/h.

7.6. Proyección de población

El cálculo de la proyección de población se realiza con el histórico de censos realizados en el municipio de Sutamarchán por el Departamento Nacional de Estadística DANE.

En la tabla 13, se muestran los censos de población desde 1985 a 2018.

Tabla 13. Censos desde el año 1985 al 2018

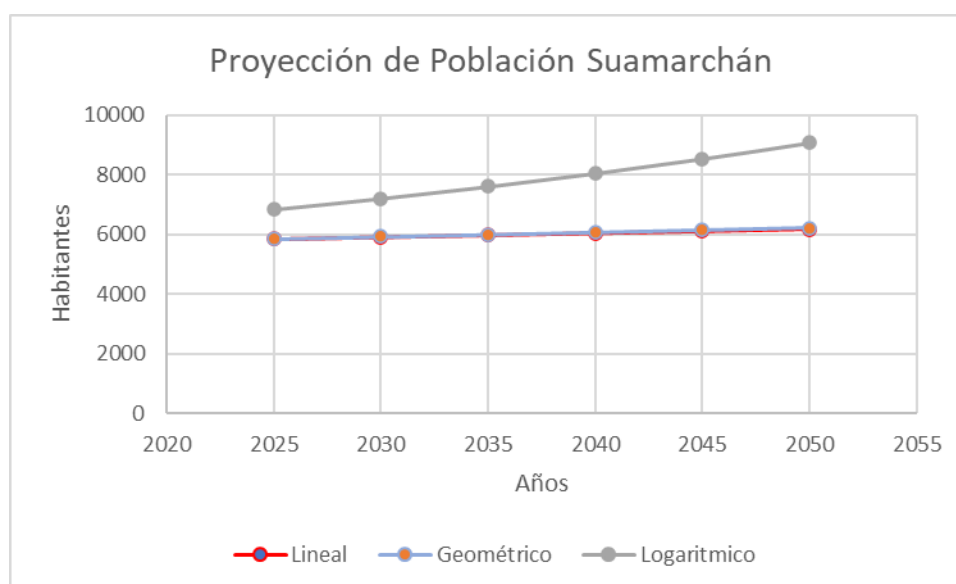
Año	Población
1985	4880
1993	5699
2005	5624
2018	5755

Fuente: DANE

Con la información de los censos se realiza la proyección de población utilizando los diferentes métodos que el RAS 2000 sugiere según el nivel de complejidad que tiene el municipio. (ver anexo A)

Por medio del método lineal se logra evidenciar un crecimiento en la población a partir del año 2025 del 1.08% cada 5 años, donde para el año 2050 tendremos una población estimada de 6170 habitantes. El método geométrico nos muestra un comportamiento muy similar al método lineal, donde hay un incremento del 0.99% a partir del año 2025 en la población y en donde para el año 2050 tendremos una población de 6223 habitantes. El método de proyección logarítmico muestra un crecimiento aproximado del 0.95 %, para lo cuál tendremos una población de 9077 habitantes para el año 2050, mucho más alto que los dos anteriores debido a que su comportamiento en el crecimiento es exponencial.

Figura 26. Proyección de población con los métodos logarítmico, geométrico y lineal



Fuente: autoras

En la figura 26 se tienen las gráficas obtenidas por cada uno de los métodos, mostrando su comportamiento con respecto al crecimiento de la población. Se puede observar que, con los métodos lineal y geométrico, se obtienen valores muy similares para el número de habitantes proyectado, mostrando un comportamiento de crecimiento casi idéntico, por esta razón en la gráfica quedan superpuestas una sobre la otra.

Se tomó la población proyectada promedio basados en el método que utiliza López Cualla en su libro *Elementos de Diseño Para Acueductos y Alcantarillados*, en donde la proyección final es el promedio aritmético de los resultados finales de los métodos aplicados, también porque con los métodos lineal y geométrico, el número de habitantes para el año 2050 está entre 6223 y 6170 y con el método logarítmico se obtiene 9077 habitantes para ese mismo año, un valor mucho más elevado que los dos anteriores, por consiguiente se toma el promedio entre estos, para que el número de habitantes proyectado se encuentre en un rango medio con respecto a los tres métodos.

Una vez obtenido el número de habitantes para el año 2050, se calculó la dotación de consumo según norma RAS 2000 (ver anexo B).

Tabla 14. Valores de consumo residencial

Rangos de valores de consumo residencial (norma RAS, 2000)		
Población	Consumo mínimo (L/hab.d)	Consumo máximo (L/hab.d)
<2500-12500 habitantes	100	150
2500-12500 habitantes	120	180
12500-60000 habitantes	130	-
>60000 habitantes	150	-

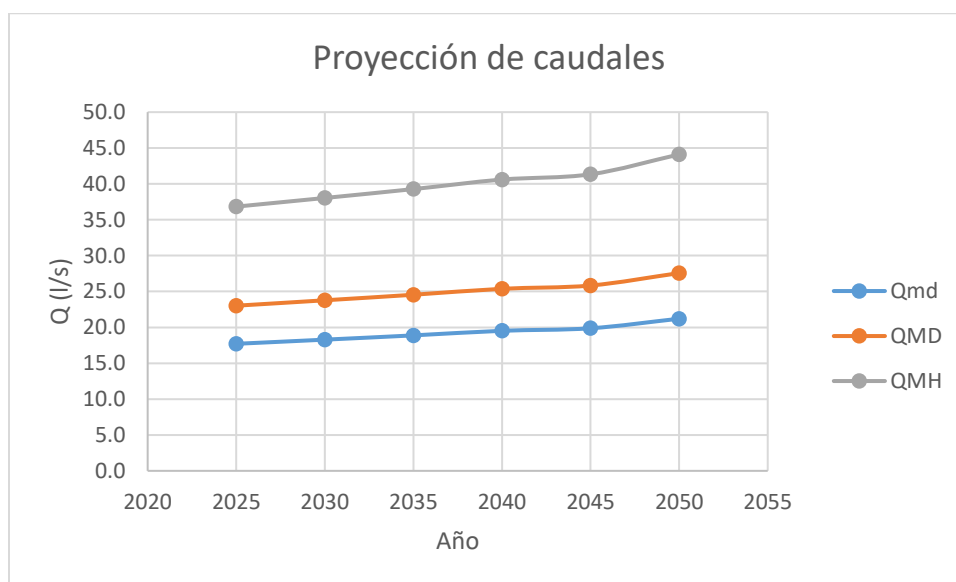
Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, (López Cualla, 2003)

Con base en la tabla 14, se elige el consumo mínimo residencial para una población entre 2500 y 12500 habitantes tomando como referencia que la dotación de consumo la diseñamos para un periodo de 25 años y para ese tiempo la población se encontrará dentro del rango.

Una vez calculada la dotación de consumo se hace la proyección de caudales para obtener el valor del caudal medio diario (Qmd), caudal máximo diario (QMD) y el caudal máximo horario (QMH). (ver anexo B)

Para el diseño de las unidades de tratamiento, el caudal de diseño usado para el cálculo es el caudal máximo diario (QMD) más el 5% del mismo.

Figura 27. Proyección de caudales



Fuente: autoras

7.7. Dimensionamiento de las estructuras.

Teniendo en cuenta los resultados del ensayo de jarras y de la estimación del tamaño promedio del floculo, se hace necesario hacer el diseño de unidades de coagulación, floculación, sedimentación, filtración y aireación, utilizando como guía y los criterios de diseño del **Manual de potabilización del agua de Jorge Arturo Pérez Parra**. 3ª edición.

7.7.1. Coagulación-mezcla rápida.

Tabla 15. Parámetros de referencia de diseño de mezcla rápida

Tipo de mezclador	Rango de gradiente de velocidad medio	Tiempo de mezcla
Hidráulico	1000 s^{-1} - 2000 s^{-1}	< 1 s
Mecánico	500 s^{-1} - 2000 s^{-1}	< 60 s

Fuente: Resolución 0330 de 2017

Se propone un canal con vertedero rectangular sin contracciones laterales y tipo de mezclador hidráulico.

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo.

- Caudal de diseño (QD) = $27.6 \text{ L/s} + (0.5 \cdot 27.6 \text{ L/s}) = 28.9 \text{ L/s}$

$$= 0.029 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$= 2500.94 \text{ m}^3/\text{d}$$

- Ancho del vertedero (B) = 0.7 m (Asumido)

- Caudal unitario

$$q = \frac{QD}{B} \quad (8)$$

$$q = \frac{0.029 \text{ l/s}}{0.7 \text{ m}} = 0.041 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * \text{m}$$

- Profundidad critica de flujo

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (9)$$

$$h_c = \left(\frac{(0.041 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * \text{m})^2}{9.81 \text{ m/s}^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.056 \text{ m}$$

- Caída de agua

$$P = 4,2 * q^{\frac{2}{3}}$$

(10)

$$P = 4,2 * \left(0.041 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * \text{m} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.50 \text{ m}$$

- Distancia al punto de aplicación del coagulante

$$X_i = 4,3 * P^{0,1} * h_c^{0,9} \quad (11)$$

$$X_i = 4,3 * 0.50m^{0,1} * 0.056 m^{0,9} = 0.30 m$$

- Cálculo de h_1 y v_1

$$h_1 = \frac{\sqrt{2} * h_c}{\sqrt{\frac{P}{h_c}} + 1,05} \quad (12)$$

Donde:

h_1 = Pérdida inicial (m)

h_c = Profundidad crítica del flujo (m)

P = Caída del agua (m)

$$h_1 = \frac{\sqrt{2} * 0.056m}{\sqrt{\frac{0.50m}{0.056m}} + 1,05} = 0.020m \quad (13)$$

$$v_1 = \frac{Q}{B * h_1}$$

$$v_1 = \frac{0.029m^3/s}{0.7m * 0.020m} = 2.12m/s$$

Donde:

v_1 = Velocidad inicial (m/s)

Q = Caudal de diseño (m^3/s)

B = Ancho del vertedero

h_1 = Pérdida inicial (m)

- Número de Froude

El resalto que se forma debe ser estable, para que efectúe adecuadamente la mezcla, lo cual ocurre cuando $4.5 \leq NF \leq 9$

Número de Froude (14)

$$NF = \frac{v_1}{\sqrt{g * h_1}}$$

Número de Froude

$$NF = \frac{2.12m/s}{\sqrt{9.81m/s^2 * 0.020m}} = 4.84$$

En este caso se garantiza un resalto estable ya que 4.84 está dentro del rango.

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8NF^2} - 1 \right) \quad (15)$$

Donde:

h_2 = Pérdida final (m)

h_1 = Pérdida inicial (m)

NF = número de Froude

$$h_2 = \frac{0.020m}{2} \left(\sqrt{1 + 84.84^2} - 1 \right) = 0.124m \quad (16)$$

$$v_2 = \frac{Q}{B * h_2}$$

v_2 = Velocidad final (m/s)

Q = Caudal de diseño (m^3/s)

B = Ancho del vertedero

h_2 = Pérdida final (m)

$$v_2 = \frac{0.029m^3/s}{0.7m * 0.124m} = 0.33m/s$$

- Longitud de desarrollo del resalto (L)

$$L = 6 * (h_2 - h_1) \quad (17)$$

$$L = 6 * (0.124m - 0.020m) = 0.6 m$$

- Tiempo de mezcla (T)

$$T = \frac{L}{\frac{v_1 + v_2}{2}} \quad (18)$$

$$T = \frac{0.6 \text{ m}}{\frac{2.12 \text{ m/s} + 0.33 \text{ m/s}}{2}} = 0.51 \text{ s}$$

Se recomienda que $T \leq 1 \text{ s}$, preferiblemente menor que 0.5 s , por lo tanto, $T = 0.51 \text{ s}$ cumple con el rango recomendado.

- Gradiente de velocidad

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta h}{\mu * T}} \quad (19)$$

Donde:

γ = Peso específico del agua

μ = Viscosidad absoluta del agua para una temperatura mínima de 12°C

$$\Delta h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 * h_2} \quad (20)$$

$$\Delta h = \frac{(0.124 \text{ m} - 0.020 \text{ m})^3}{4 * 0.020 \text{ m} * 0.124 \text{ m}} = 0.12 \text{ m}$$

$$G = \sqrt{\frac{1000 \text{ Kg/m}^3 * 0.12 \text{ m}}{1.26 * 10^{-4} \text{ Kgf s/m}^2 * 0.51 \text{ s}}} = 1352.16 \text{ s}^{-1}$$

Según la recomendación del rango de gradiente $1000 \text{ a } 2000 \text{ s}^{-1}$, por lo tanto, $G = 1352.16 \text{ s}^{-1}$ cumple con la recomendación.

- Longitud del canal de aproximación

$$L_c = 4,5B \quad (21)$$

$$L_c = 4,5 * 0.7 \text{ m} = 3.15 \text{ m}$$

- Altura del agua sobre el vertedero

$$Q = 1,138 \left(L - \frac{2H}{10} \right) * H^{1,5} \quad (22)$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

L = Ancho de la cresta (m)

H =Carga sobre el vertedero (m)

Para Q = 0.029 m³/s suponiendo L = 0.40 m se tiene que H = 0.17 m = 17 cm

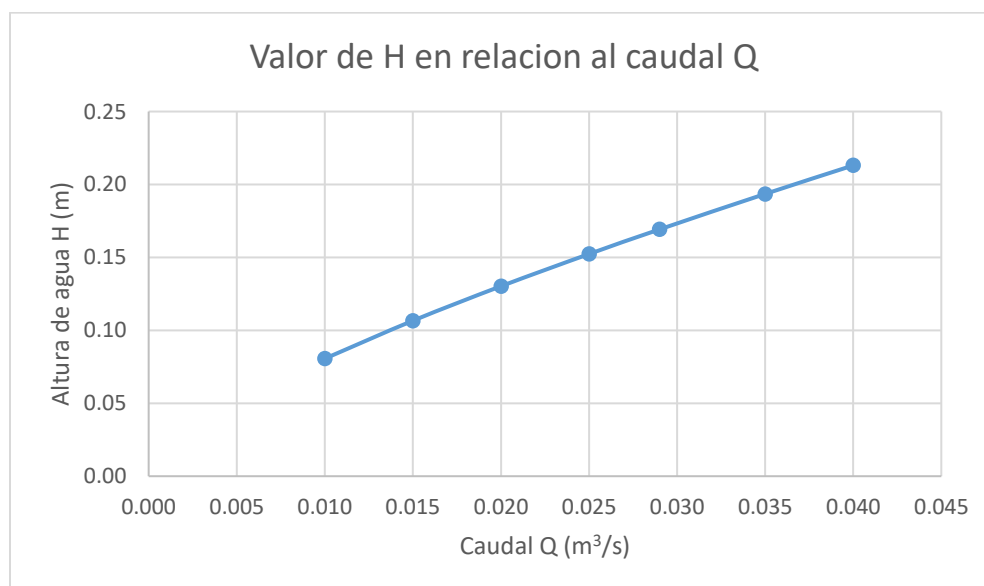
Tabla 16. Valor de H con relación a cualquier valor de caudal Q

Valor de H en relación al caudal Q	
Q (m ³ /s)	H (m)
0.010	0.08
0.015	0.11
0.020	0.13
0.025	0.15
0.029	0.17
0.035	0.19
0.040	0.21

Fuente: autoras

La relación de H con cualquier valor del caudal hace que se facilite el control de la operación bajo cualquier condición de caudal. (Tabla 16)

Figura 28. Valor de H con relación a Q



Fuente: autoras

En la figura 28 se observa que la carga sobre el vertedero H aumenta cuando el caudal también aumenta.

- Cámara de quietamiento

Velocidad a través de los orificios (v_0)

$$v_0 = \frac{4Q}{N * \pi * D_0^2} \quad (23)$$

Donde:

N = Número de orificios

D_0 = Diámetro del orificio

Para N = 6 orificios y $D = 8'' = 0.2032 \text{ m}$

$$v_0 = \frac{4 * 0.029 \text{ m}^3/\text{s}}{6 * \pi * 0.2032^2 \text{ m}^2} = 0.15 \text{ m/s}$$

- Pérdida de carga en la pantalla

$$h_f = \frac{q^2}{C^2 * A_0^2 * 2g} \quad (24)$$

Donde:

q = Caudal por un orificio m^3/s

C = Coeficiente de gasto

A_0 = Área de un orificio m^2

$q = 0.029 \text{ m}^3/\text{s} / 6 = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$

$$C = 0.7$$

$$A_0 = \pi * \frac{D_0^2}{4} = \pi * \frac{0.2032 \text{ m}^2}{4} = 0.032 \text{ m}^2$$

$$h_f = \frac{(0.005 \frac{\text{m}^3}{\text{s}})^2}{0.7^2 * (0.032 \text{ m}^2)^2 * 2 * 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.002 \text{ m}$$

Las dimensiones definitivas y el esquema general (ver anexo G)

7.7.2. Floculación-mezcla lenta

Se diseña un floculador hidráulico de flujo horizontal, constituido por un canal de concreto al que se acoplan placas planas en madera de 1.80 m x 1.20 m x 0.015 m. se considera que el floculador tenga tres zonas cuyos tiempos de detención y gradientes de velocidad tengan los siguientes valores:

Tabla 17. Valores de tiempo de retención y gradiente de velocidad para cada zona del floculador

Zona	Tiempo de retención (min)	Gradiente de velocidad S^{-1}	Velocidad m/s	Temperatura $^{\circ}\text{C}$	QD m^3/s	Peso específico del agua γ	Viscosidad μ (Kgf*s/m ²)
1	6.67	70	0.222	12	0.029	1000	0.00012643
2	6.67	40	0.155				
3	6.67	20	0.1				

Fuente: autoras

El valor de la velocidad del flujo en cada una de las zonas se supone inicialmente, con el fin de lograr el gradiente requerido. La resolución 0330 recomienda que los gradientes de velocidad estén entre 70 s^{-1} y 10 s^{-1} y el gradiente medio de 40 s^{-1} , y tiempos de retención hidráulica de 20 a 40 minutos en total.

A continuación, se muestra el procedimiento del cálculo de la primera zona, ya que éste es igual en las demás

Zona 1

- Longitud de recorrido (L)

$$L = v * T \quad (25)$$

$$L = 0.222 \frac{m}{s} * (6.67 * 60 \text{ s}) = 88.80 \text{ m}$$

- Área mojada

$$A = \frac{QD}{v} \quad (26)$$

$$A = \frac{0.029 \text{ m}^3/\text{s}}{0.222 \text{ m/s}} = 0.13 \text{ m}^2$$

- Ancho del canal

$$a = \frac{A}{h} \quad (27)$$

h = altura de la lámina de agua

h = altura de la placa – borde libre

suponiendo un borde libre de 0.20 m

$$h = 1.20 \text{ m} - 0.20 \text{ m} = 1.0 \text{ m}$$

$$a = \frac{0.13 \text{ m}^2}{1.0 \text{ m}} = 0.13 \text{ m}$$

- Ancho de vuelta (d)

$$d = 1,5a \quad (28)$$

$$d = 1,5 * 0.13 \text{ m} = 0.20 \text{ m}$$

- Ancho de pantalla (Bp)

$$Bp = Bt - d \quad (29)$$

Bt = ancho del floculador 2.0 m (valor asumido)

$$Bp = 2.0 \text{ m} - 0.20 \text{ m} = 1.80 \text{ m}$$

- Cruce entre pantallas (C)

$$C = Bt - 2d \quad (30)$$

$$C = 2.0 \text{ m} - 2 * 0.20 \text{ m} = 1.61 \text{ m}$$

- Número de canales (N)

$$N = \frac{L}{Bt} \quad (31)$$

$$N = \frac{88.80 \text{ m}}{2.0 \text{ m}} = 44.40 = 44 \text{ Unidades}$$

- Longitud del floculador (L')

$$L' = N * a + (N - 1) * e \quad (32)$$

e = espesor de la pantalla o tabique = 0.015 m

$$L' = 44 * 0.13 \text{ m} + (44 - 1) * 0.015 \text{ m} = 6.44 \text{ m}$$

- Perímetro mojado (P)

$$P = 2h + a \quad (33)$$

$$P = 2 * 1.0 \text{ m} + 0.13 \text{ m} = 2.13 \text{ m}$$

- Radio hidráulico (R_h)

$$R_h = \frac{0.13 \text{ m}^2}{2.13 \text{ m}} = 0.06 \text{ m} \quad (34)$$

- Pérdida de carga en la vuelta (h_{f1})

$$h_{f1} = K * \frac{v^2}{2g} * N \quad (35)$$

K = Constante empírica = 2

$$h_{f1} = 2 * \frac{\left(0.222 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}} * 44 = 0.22 \text{ m}$$

- Pérdida de carga en el tramo recto, ecuación de Manning (h_{f2})

$$h_{f2} = \left(\frac{v * n}{Rh^{\frac{2}{3}}}\right)^2 * L \quad (36)$$

n = Número de Manning para madera = 0.01

$$h_{f2} = \left(\frac{0.222 \text{ m/s} * 0.01}{0.06 \text{ m}^{\frac{2}{3}}} \right)^2 * 88.80 \text{ m} = 0.02 \text{ m}$$

- Pérdida de carga total

$$h_{ft} = h_{f1} + h_{f2} \quad (37)$$

$$h_{ft} = 0.223 \text{ m} + 0.022 \text{ m} = 0.25 \text{ m}$$

- Gradiente de velocidad

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * h_{ft}}{\mu * T}} \quad (38)$$

$$G = \sqrt{\frac{1000 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m}}{1.26 * 10^{-4} \text{Kgf} * \text{s/m}^2 * (6.67 * 60 \text{ s})}} = 69.61 \text{ s}^{-1} \sim 70 \text{ s}^{-1}$$

Para el cálculo de la segunda y tercera zonas, se conserva el valor de la altura de la lámina de agua $h = 1.0 \text{ m}$ y se utilizan los valores de gradiente y velocidad correspondientes y se continúa con el mismo procedimiento.

Esquema general y dimensiones definitivas del floculador (ver anexo H)

7.7.3. Sedimentador

Tabla 18. Parámetros de diseño para el sedimentador

Tipo de sedimentador	Carga superficial (m ³ /m ² /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	30-120	1.0-1.5	2.15-5

Fuente: resolución 0330 de 2017

Se diseña un decantador de placas paralelas de flujo ascendente (sedimentador de flujo vertical) de alta tasa cuya celda de sedimentación está constituida por placas planas en madera de 2.40 m x 1.20 m x 0.006 m inclinadas 60° con respecto a la horizontal y separadas entre sí 0.05 m. El caudal a tratar es de 0.029 m³/s y la temperatura mínima es de 12° C para una viscosidad cinemática de 0.0124 cm²/s. La velocidad de sedimentación crítica de diseño es de 30 m³/m²/d de acuerdo con los parámetros de diseño. Se adopta una unidad para la totalidad del caudal.

- Dimensiones de las placas en madera

$$l = 1.20 \text{ m}$$

$$a = 2.4 \text{ m}$$

$$\text{espesor} = 0.006 \text{ m}$$

$$e (\text{separación}) = 0.05 \text{ m}$$

- Velocidad a través de las placas

$$V_0 = \frac{V_{sc}(\sin\theta + L \cos\theta)}{1 + \frac{0,058 * e * v_{sc} * \cos\theta}{v}} \quad (39)$$

Donde:

v_0 = Velocidad del flujo a través de las placas (cm/s)

L = Relación entre la longitud de las placas y su separación

Θ = Inclinación de la placa respecto a la horizontal ($^\circ$)

v_{sc} = Velocidad de sedimentación crítica (cm/s)

ν = Viscosidad cinemática del agua para temperatura de 12°C (cm^2/s)

$$L = \frac{l}{e} \quad (40)$$

$$L = \frac{1.20 \text{ m}}{0.05 \text{ m}} = 24$$

$$\Theta = 60^\circ$$

$$V_0 = \frac{30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}(\text{sen}60^\circ + 24 \cos60^\circ)}{1 + \frac{30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d} * \cos60^\circ}{0.0124 \text{ cm}^2/\text{s}}} = 0.318 \text{ cm/s}$$

- Número de Reynolds. Se debe cumplir que $Re < 500$

$$Re = \frac{v_0 * e}{\gamma} \quad (41)$$

$$Re = \frac{0.38 \frac{cm}{s} * 0.05m}{0.0124 cm^2/s} = 128.12$$

$Re = 128.12 < 500$ existe flujo laminar

- Número de placas (N)

Para la disposición de las placas, el número de canales es igual al número de placas

$$N = \frac{Q}{a * v_0 * e} \quad (42)$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m^3/s)

a = Ancho de la placa

v_0 = Velocidad del flujo a través de las placas (cm/s)

e = Separación entre placas

$$N = \frac{0.029 \frac{m^3}{s} * 100 cm/m}{2.4 m * 0.318 cm/s * 0.05m} = 76$$

- Longitud ocupada por las placas

$$L^* = l * \cos\theta + \frac{N * e + N * espesor}{\sen\theta} \quad (43)$$

$$L^* = 1.20 \text{ m} * \cos 60^\circ + \frac{76 * 0.05 \text{ m} + 76 * 0.006 \text{ m}}{\sin 60^\circ} = 5.5 \text{ m}$$

- Canal de entrada

se utiliza un canal sumergido con orificios en el fondo a través de los cuales el gradiente debe ser menor o igual a 15 s^{-1}

- Gradiente a través de un orificio

$$G = n * \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} * \left[\frac{a' * b}{2 * (a' + b)} \right]^{-0,67} * \left[\frac{Q}{(X - 1) * a' * b} \right]^{1,5} \quad (44)$$

X = número de losetas

X-1 = número de orificios

Haciendo:

$$X = 18$$

$$X-1 = 17$$

$$a' = 0.50 \text{ m}$$

$$b = 0.05 \text{ m}$$

$$n = 0.015$$

$$G = 0.015 * \sqrt{\frac{1000 \frac{Kgf}{m^3}}{1.26 * 10^{-4} Kgf * \frac{s}{m^2}}} * \left[\frac{0.50 \text{ m} * 0.05 \text{ m}}{2 * (0.50 \text{ m} + 0.05 \text{ m})} \right]^{-0,67} * \left[\frac{0.029 \frac{m^3}{s}}{(17) * 0.50 \text{ m} * 0.05 \text{ m}} \right]^{1,5} = 9.46 \text{ s}^{-1}$$

El valor del gradiente $G = 9.46 \text{ s}^{-1}$ es menor a 15 s^{-1} , esto quiere decir que cumple con la condición.

- Volumen real de la tolva. (ver anexo 1)

$$V_t = \frac{B + b * h}{2} * L^* \quad (45)$$

$$V_t = \frac{3.20 \text{ m} + 0.7 \text{ m} * 2.06 \text{ m}}{2} * 5.5 \text{ m} = 22.1 \text{ m}^3$$

- Ancho de loseta

Suponiendo un número de canaletas = 5 un

$$\frac{L^* - (X-1)*b}{X} \quad (46)$$

$$\frac{5.5 \text{ m} - 17 * 0.05 \text{ m}}{18} = 0.26 \text{ m}$$

- Canaletas de recolección de agua decantada

Caudal por canaleta $q = (29 \text{ L/s}) / 5 = 5.79 \text{ L/s}$

Caudal por metro de vertedero $q_1 = q/a = (5.79 \text{ L/s}) / 2.4 \text{ m} = 2.41 \text{ L/s} * \text{m}$

Suponiendo un ancho de canaleta $b = 25 \text{ cm} = 0.25 \text{ m}$

$$h_m = \left[\frac{73 * q}{b} \right]^{2/3} \quad (47)$$

$$h_m = \left[\frac{73 * 5.79 \text{ L/s}}{25 \text{ cm}} \right]^{2/3} = 6.59 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm}$$

Borde libre = 0.05 m

- Dimensiones de la canaleta

Ancho = 0.25 m

Alto = borde libre + h_m = 0.05 m + 0.07 m = 0.12 m

- Tuberías de descarga de lodos

La elevación de lodos se hace mediante tubos distribuidos a lo largo del decantador, que funcionan como tubos cortos a descarga libre (orificios), ya que desaguan a un canal triangular que funciona parcialmente lleno. (ver anexo I)

Suponiendo 4 tubos de 4"

Área de cada tubo = 0.008 m²

Coeficiente de descarga C = 0.8

$$q = C * A * \sqrt{2 * g * h} \quad (48)$$

$$q = 0.8 * 0.008 \text{ m}^2 * \sqrt{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 2.36 \text{ m}} = 0.0441 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal máximo al comenzar el lavado es:

$$q_1 = 0.0441 \text{ m}^3/\text{s} * 4 = 0.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tiempo de purga = Volúmenes la tolva / caudal máximo al comenzar el lavado = $22.1 \text{ m}^3 / 0.18 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\text{m}^3/\text{s} = 125.4 \text{ s} = 2.1 \text{ min}$

- Canal de descarga de lodos

Las dimensiones del canal se muestran en el anexo 6, son medidas constructivas. Para la forma que tiene el canal y aplicando la ecuación de Manning se tiene que:

$$Q = \frac{1}{n} \left\{ \frac{\left(2 * B - \frac{h}{\tan \phi} \right) * h}{2 \left[h + B + \left(\frac{h}{\tan \phi} \right) \right]} \right\}^{2/3} * S^{1/2} * \frac{\left(2B - \frac{h}{\tan \phi} \right) * h}{2}$$

(49)

Considerando:

$$n = 0.015$$

$$B = 1.1 \text{ m}$$

$$S = 1\%$$

$$h = 0.28 \text{ m}$$

$$\phi = 60^\circ$$

$$Q = \frac{1}{0.015} \left\{ \frac{\left(2 * 1.1 \text{ m} - \frac{0.28 \text{ m}}{\tan 60^\circ} \right) * 0.28 \text{ m}}{2 \left[0.28 \text{ m} + 1.1 \text{ m} + \left(\frac{0.28 \text{ m}}{\tan 60^\circ} \right) \right]} \right\}^{2/3} * 0.001^{1/2} * \frac{\left(2 * 1.1 \text{ m} - \frac{0.28 \text{ m}}{\tan 60^\circ} \right) * 0.28 \text{ m}}{2} = 0.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se obtiene $Q = 0.18 \text{ m}^3/\text{s}$, este es igual al valor del caudal máximo al comenzar el lavado q_1 , esto significa que el canal trabaja desahogado o libre.

Las dimensiones definitivas del sedimentador (ver anexo I)

7.7.4. Filtración

Se diseña un sistema de filtros rápidos de tasa declinante autolavante para un caudal total de $0.029 \text{ m}^3/\text{s}$ y una temperatura mínima de 12°C .

Cuando el lavado de los filtros rápidos se hace con fuente externa o tanque de lavado, el número mínimo de unidades debe ser tres; y para lavado mutuo el número mínimo de unidades debe ser cuatro, y su velocidad ascensional no menor de 0.6 m/min . (Resolución 0330, 2017) .

Tabla 19. Características de filtración convencional

Parámetro	Filtración lenta con lecho simple	Filtración rápida con lecho simple	Filtración rápida con lecho mixto
tasa de filtración ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$)	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

Fuente: Resolución 0330 de 2017

- Tasa media de filtración

$$q_{\text{med}} = 300 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

- Número de filtros

$$N = 7$$

- Área total de filtración

$$A_T = \frac{Q}{q_{\text{med}}} \quad (51)$$

$$A_T = \frac{0.029 \text{ m}^3/\text{s}}{300 \text{ m}^3/\text{m}^2 * d} = 8.34 \text{ m}^2$$

- Área total de cada filtro

$$A = \frac{A_T}{N} \quad (51)$$

$$A = \frac{8.34 \text{ m}^2}{7} = 1.2 \text{ m}^2$$

- Características de los medios filtrantes

Arena: se adopta para la arena un tamaño efectivo $TE = 0.55 \text{ mm}$, un coeficiente de desuniformidad

$CU = 1.60$ y una porosidad $P_o = 0.40$

$$CU = \frac{\text{Abertura del tamiz ideal que deja pasar el 60\%}}{\text{Abertura del tamiz ideal que deja pasar el 10\%}} = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (52)$$

$$TE = \text{Abertura del tamiz ideal que deja pasar el 10\%} = d_{10}$$

$$d_{60} = CU * d_{10} \quad (53)$$

$$d_{60} = CU * TE = 1.60 * 0.55 \text{ mm}$$

$$d_{60} = 0.88 \text{ mm}$$

Tabla 20. Características de los medios filtrantes- Arena

Arena		
TE=d ₁₀	0.55	mm
CU=d ₆₀ /d ₁₀	1.6	
Porosidad p _o	0.4	
d ₆₀ =CU*d ₁₀	0.88	mm

Fuente: autoras

Se obtienen así dos puntos de la gráfica que define las características granulométricas que debe cumplir la arena seleccionada, esto es $(d_{10}, 10)$ y $(d_{60}, 60)$ con los cuales se puede trazar la gráfica 1 de la arena que se desea, como se muestra en la figura 29

Antracita.

$$P_0 = 0.40$$

$$d_{90}(\text{antracita}) = C \cdot d_{10}(\text{arena})$$

Para que exista entremezcla parcial, de la tabla #, $C = 3$.

Tabla 21. **Valores del coeficiente C según las condiciones de mezcla**

Valores del coeficiente C	
Condiciones de mezcla	Valores de C
sin	2.5
Parcial	3
Sustancial	4

Fuente: Manual de potabilización del agua, (Pérez Parra, 2003)

Por lo tanto:

$$d_{90}(\text{antracita}) = C \cdot d_{10}$$

$$d_{90}(\text{antracita}) = 3 \cdot 0.55 \text{ mm}$$

$$d_{90}(\text{antracita}) = 1.65 \text{ mm}$$

Se obtiene entonces el punto $(d_{90}, 90)$

Es aconsejable que el coeficiente de desuniformidad de la antracita sea idéntico al de la arena (Pérez Parra, 2003)

$$CU (\text{antracita}) = CU (\text{arena})$$

$$CU (\text{antracita}) = 1.60.$$

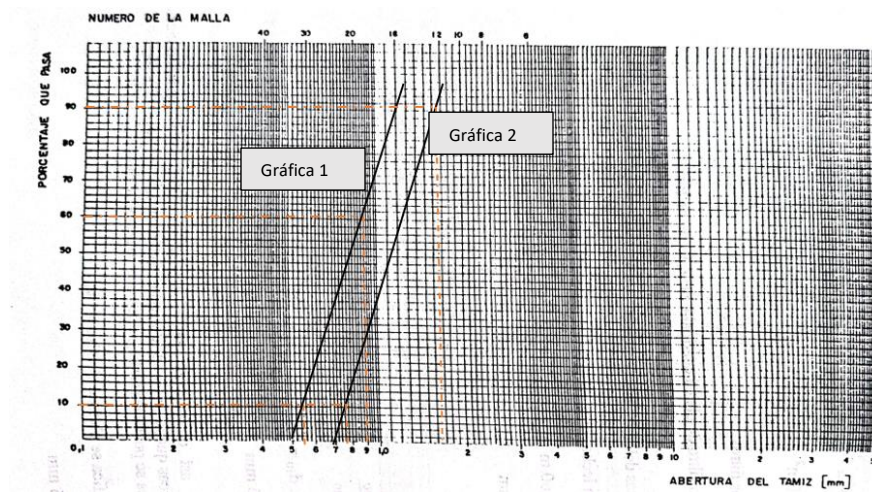
Tabla 22. Características de los medios filtrantes- Antracita

Antracita		
Porosidad p_o	0.4	
C	3	
d_{90}	1.65	mm
CU	1.6	
TE	0.75	mm

Fuente: autoras

Ya habiendo obtenido el punto (d_{90} , 90), se traza una paralela a la gráfica 1 y se obtiene la gráfica 2 que representa las características granulométricas de la antracita seleccionada. (figura 29)

Figura 29. Características granulométricas del lecho de arena



Fuente: Manual de potabilización del agua, (Pérez Parra, 2003)

- Espesor del lecho

$$\frac{TE_a}{X_a} = \frac{TE_A}{TX_A} \quad (54)$$

$$X_a + X_A = 100\%$$

Donde:

X_A = Porcentaje en volumen de la antracita

X_a = Porcentaje en volumen de la arena

TE_A = Tamaño efectivo de la antracita (mm)

TE_a = Tamaño efectivo de la arena (mm)

Se asume que $X_a + X_A = 0.80 \text{ m}$

$$X_A = \frac{TE_A}{TE_a} * X_a$$

Entonces:

Tabla 23. Valores de porcentaje en volumen de arena y antracita para el espesor del lecho

%	0.8	m
X_A	1.36	X_a
X_a	0.34	m
$1.36X_a + X_a$	0.8	
X_A	0.46	m

Fuente: autoras

- Grava de soporte.

Tabla 24. Especificaciones de la grava de soporte

GRAVA DE SOPORTE			
Posición	Espesor (cm)	Tamaño (mm)	
Fondo	10	25.4	50
Segunda capa	7.5	12.7	25.4
Tercera capa	7.5	6.4	12.7
Cuarta capa	7.5	3.2	6.4
Quinta capa	7.5	1.7	3.2

Fuente: Fuente: Manual de potabilización del agua, (Pérez Parra, 2003)

- Hidráulica de lavado

Se determina la velocidad de fluidificación total, la expansión del lecho y la pérdida de carga durante el lavado.

- Velocidad de fluidificación total

Arena

Número de Galileo

$$G_a = \frac{g(S_s - 1)d_{90}^3}{\nu^2} \quad (55)$$

Donde:

g = valor de la gravedad en cm/s^2

S_s = densidad relativa de la arena

ν = viscosidad cinemática para una temperatura mínima de 12°C

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 (2.65 - 1) 0.118^3 \text{ cm}^3}{0.0124^2 \text{ cm}^4/\text{s}^2} = 17296$$

$$v_a = \frac{1,3 * \nu}{d_{90}} [(33,7^2 + 0,0408 * G_a)^{0,5} - 33,7] \quad (56)$$

$$v_a = \frac{1,3 * \nu}{0.118 \text{ cm}} [(33,7^2 + 0,0408 * 17296)^{0,5} - 33,7] = 1.26 \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 0.76 \text{ m/min}$$

Antracita

$$G_a = \frac{g(S_s - 1)d_{90}^3}{\nu^2}$$

Donde:

g = calor de la gravedad en cm/s^2

S_s = densidad relativa de la antracita

ν = viscosidad cinemática para una temperatura mínima de 12°C

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 (1.4 - 1) 0.165^3 \text{ cm}^3}{0.0124^2 \text{ cm}^4/\text{s}^2} = 11464$$

$$v_a = \frac{1,3 * \nu}{0.165 \text{ cm}} [(33,7^2 + 0,0408 * 11464)^{0,5} - 33,7] = 0.62 \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 0.37 \text{ m/min}$$

La condición crítica es para el lecho de arena porque tiene el valor de velocidad mayor, entonces:

$$v_a = 0.76 \text{ m/min}$$

- Expansión del lecho

La expansión total del lecho es la suma de la que se produce en la arena y en la antracita.

Tabla 25. Tabla resumen de los cálculos de la expansión de un lecho de arena

EXPANSIÓN DEL LECHO											
Arena	α	0.532	m	0.5554	v	0.0124	β	0.1254	Θ	0.1947	
Número de tamiz serie americana	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)	G_a	R_e	V_s (cm/s)	$\beta * R_e^\Theta$	P_e	ξ_c	X_i	ΔL_c (m)
40-30	0.042	0.059	0.050	1299	28.524	7.11	0.24	0.66	0.760	0.20	0.0515
30-20	0.059	0.084	0.070	3673	50.816	8.95	0.27	0.59	0.461	0.36	0.0563
20-16	0.084	0.119	0.100	10521	91.167	11.31	0.30	0.52	0.238	0.34	0.0274
16-12	0.119	0.168	0.141	29757	162.415	14.24	0.34	0.44	0.072	0.10	0.0025
										ξ_a	0.14

Fuente: autoras

Se explica el procedimiento de cálculo de la tabla de la última fila.

$$G_a = \frac{g(S_s - 1)d_{90}^3}{v^2}$$

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 (2.65 - 1) 0.183^3 \text{ cm}^3}{0.0124^2 \text{ cm}^4/\text{s}^2} = 15718$$

$$R_e = \alpha * G_a^m \quad (57)$$

Donde:

$\alpha = 0.5321$ (para la arena)

$m = 0.5554$ (para la arena)

$$R_e = 0.5321 * 15718^{0.5554} = 102.02$$

$$v_s = \frac{v * R_e}{d} \quad (58)$$

Donde:

v = viscosidad cinemática para una temperatura mínima de 12°C

d = d_i (cm)

$$d_i = \sqrt{d_1 * d_2}$$

$$d_i = 0.183$$

$$v_s = \frac{0.124 \text{ cm}^2 * 10.02}{0.183 \text{ cm}} = 6.90 \text{ cm/s}$$

$$\beta * R_e^\theta \quad (59)$$

Donde:

β = 0.1813 (para la arena)

Θ = 0.1015 (para la arena)

$$0.1813 * 102.02^{0.1015} = 0.31$$

$$P_e = \left(\frac{v_a}{v_s} \right)^{\beta * R_e^\theta} \quad (60)$$

$$P_e = \left(\frac{1.26 \text{ cm/s}}{6.90} \right)^{0.1813 * 102.02^{0.1015}} = 0.48$$

$$\xi_c = \frac{P_e - P_0}{1 - P_e} \quad (61)$$

$$\xi_c = \frac{0.48 - 0.40}{1 - 0.48} = 0.144$$

$$\Delta L_c = \xi_c * X_a \quad (62)$$

$$\Delta L_c = 0.144 * 0.34 \text{ m} = 0.0049$$

Expansión de la antracita. La tabla 23 contiene el resumen de los cálculos correspondientes a la antracita, los cuales se desarrollan de la misma manera a los anteriores de la arena, cambiando los valores de α , β , Θ y densidad relativa correspondientes a la antracita.

Tabla 26. Tabla resumen de los cálculos de la expansión de un lecho de antracita

Antracita	α	0.272	m	0.6133	v	0.0124	β	0.1813	Θ	0.1015	
Número de tamiz serie americana	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_i (cm)	G_a	R_e	V_s (cm/s)	$\beta * R_e^\Theta$	P_e	ξ_c	X_i	ΔL_c (m)
40-30	0.059	0.084	0.070	890	17.54	3.09	0.22	0.70	1.023	0.22	0.1040
30-20	0.084	0.119	0.100	2550	33.44	4.15	0.25	0.62	0.594	0.34	0.0685
20-16	0.119	0.168	0.141	7214	63.28	5.55	0.28	0.54	0.304	0.34	0.0350
16-12	0.168	0.200	0.183	15718	102.02	6.90	0.31	0.48	0.144	0.10	0.0049
										ξ_A	0.21

Fuente: autoras

La expansión total del lecho filtrante es:

$$\xi_T = \frac{\xi_a * X_a + \xi_A * X_A}{X_a + X_A} \quad (63)$$

$$\xi_T = \frac{0.14 \text{ m} * 0.34 \text{ m} + 0.21 \text{ m} * 0.46 \text{ m}}{0.34 \text{ m} + 0.46 \text{ m}} = 0.18 \text{ m}$$

- Chequeo del funcionamiento del sistema autolavante.

Se debe cumplir para el número de filtros adoptado que el caudal necesario para lavar una unidad, sea menor o igual al caudal total que produce la planta, para garantizar la expansión (Pérez Parra, 2003), esto es:

$$Q_L \leq Q$$

Donde:

Q_L = caudal de lavado

Q = caudal de diseño de la planta

$$Q_L = v_a * A$$

Donde:

v_a = velocidad ascensional

A = área superficial de un filtro

$$Q_L = 0.76 \text{ m/min} * \text{min} / 60 \text{ s} * 1.2 \text{ m}^2 / 1000 \text{ l/m}^3$$

$$Q_L = 25 \text{ L/s} = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$$

$0.025 \text{ m}^3/\text{s} < 0.029 \text{ m}^3/\text{s}$ Cumple y el sistema es autolavante para siete filtros.

- Pérdida de carga durante el lavado

Arena

$$h_L = (S_s - 1) * (1 - P_0) * L_0 \quad (64)$$

Donde :

h_L = Pérdida de carga durante el lavado (m)

S_s = Densidad relativa de la arena

P_0 = Porosidad de la arena

L_0 = Porcentaje en volumen de la arena

$$h_L = (2.65 - 1) * (1 - 0.40) * 0.34 \text{ m} = 0.34 \text{ m}$$

Antracita

$$h_L = (S_s - 1) * (1 - P_0) * L_0 \quad (65)$$

h_L = Pérdida de carga durante el lavado (m)

S_s = Densidad relativa de la antracita

P_0 = Porosidad de la antracita

L_0 = Porcentaje en volumen de la antracita

$$h_L = (1.40 - 1) * (1 - 0.40) * 0.46 \text{ m} = 0.11 \text{ m}$$

- Pérdida de carga total en el lecho

$$h_L = 0.34 \text{ m} + 0.11 \text{ m}$$

$$h_L = 0.45 \text{ m}$$

- Pérdida de carga en la grava

$$h_{LG} = \frac{v_a * L}{3} \quad (66)$$

$$h_{LG} = \frac{0.76 \frac{m}{min} * 0.40 m}{3} = 0.10 \text{ m}$$

- Pérdida de carga en el falso fondo

Utilizando 185 orificios de $\phi 3/4''$

$$h_{LD} = \frac{Q_D^2}{C^2 * A^2 * 2g} \quad (67)$$

Donde:

Q_0 = Caudal por orificio (m^3/s)

C = Coeficiente de descarga

A = área de un orificio (m^2)

g = gravedad (m/s^2)

$$h_{LD} = \frac{[(0.76 \text{ m/min} * 1.2 \text{ m}^2 * \text{min}/60s) / 185]^2}{0.80^2 * 8.12 * 10^{-8} m^4 * 2 * 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.0064 \text{ m}$$

- Pérdida de carga total durante el lavado

$$h_{LT} = 0.45 \text{ m} + 0.10 \text{ m} + 0.0064 \text{ m} = 0.55 \text{ m}$$

- Pérdida de carga en la válvula de entrada

$$h_{VA} = \frac{K_I}{2 * g} * v \quad (68)$$

Donde.

h_{VA} = pérdida de carga (m)

v = velocidad por la compuerta totalmente abierta (m/s)

g = gravedad (m/s^2)

Aplicando la ecuación de continuidad

$$v * a = q * A$$

Donde:

a = área de la compuerta (m^2)

q = tasa de filtración ($\text{m}^3/\text{m}^2 * \text{d}$)

A = área superficial de un filtro

Entonces:

$$v = \frac{q * A}{a} \quad (69)$$

Reemplazando en la ecuación 68

$$h_{vA} = \frac{K_1}{2g} * \left(\frac{A}{a}\right)^2 * q^2 \quad (70)$$

Como v está expresada en m/s y q está expresada en m³/m²*d, la ecuación 70 queda:

$$h_{vA} = \frac{K_I}{2 * g * 86400^2} * \left(\frac{A}{a}\right)^2 * q^2 \quad (71)$$

Utilizando una válvula de compuerta de $\phi 12''$

$$a = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{0.305^2 m^2}{4} = 0.073 m^2$$

$$K_1 = 1.56$$

Reemplazando en 71

$$h_{vA} = \frac{1.56}{2 * 9.81 m/s^2 * 86400^2} * \left(\frac{1.2}{0.0073}\right)^2 * q^2$$

$$h_{vA} = 2.83 * 10^{-9} * q^2$$

Donde:

h_{vA} = pérdida de carga (m)

q = tasa de filtración (m³/m²*d)

- Pérdida de carga en el lecho

$$h_0 = \frac{f' * v}{g} * \frac{(1 - P_0)^2}{P_0^3} * \frac{36}{C_c^2} * L_0 * \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{d_i^2} * q \quad (72)$$

- Pérdida de carga en el lecho de arena

En la tabla 24 se encuentran los valores del diámetro de la malla mayor d_2 , de la malla menor d_1 , el diámetro medio entre ambas mallas d_i y el porcentaje de material retenido entre las mismas x_i .

Porosidad $p_0 = 0.40$

Coefficiente de esfericidad para arena $C_e = 0.82$

Tabla 27. Diámetro promedio y porcentaje retenido para la arena

Diámetro promedio y porcentaje retenido para la arena						
Número de tamiz serie americana	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_i (cm)	d_i^2 (cm ²)	X_i	X_i/d_i^2 (cm ²)
40-30	0.042	0.059	0.050	0.002	0.2	80.71
30-20	0.059	0.084	0.070	0.005	0.36	72.64
20-16	0.084	0.119	0.100	0.010	0.34	34.01
16-12	0.119	0.168	0.141	0.020	0.1	5.00
					$\sum X_i/d_i^2 =$	192.37

Fuente: autoras

Reemplazando en la ecuación 72, para h (m) y q (m³/m²*d)

$$h_0 = \frac{5 * 0.0124 \text{ cm}^2/\text{s}}{980 \text{ cm}/\text{s}^2} * \frac{(1 - 0.40)^2}{0.40^3} * \frac{36}{0.82^2} * 34 \text{ cm} * 192.37 \text{ cm}^{-2} * q$$

$$h_0 = 0.00144 * q$$

- Pérdida de carga en el lecho de antracita

Tabla 28. Diámetro promedio y porcentaje retenido para la antracita

Diámetro promedio y porcentaje retenido para la antracita						
Número de tamiz serie americana	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_i (cm)	d_i^2 (cm ²)	X_i	X_i/d_i^2 (cm ⁻²)
30-20	0.059	0.084	0.070	0.005	0.2	44
20-16	0.084	0.119	0.100	0.010	0.34	34
16-12	0.119	0.168	0.141	0.020	0.34	17
12-10	0.168	0.200	0.183	0.034	0.1	3
					$\sum X_i/d_i^2 =$	98.4

Fuente: autoras

Porosidad $P_0 = 0.40$

Coeficiente de esfericidad para antracita $C_e = 0.73$

$$h_0 = \frac{5 * 0.0124 \text{ cm}^2/\text{s}}{980 \text{ cm}/\text{s}^2} * \frac{(1 - 0.40)^2}{0.40^3} * \frac{36}{0.73^2} * 46 \text{ cm} * 98.4 \text{ cm}^{-2} * q$$

$$h_0 = 0.00127 * q$$

- Pérdida de carga total en el lecho

$$h_0 = 0.00144 + 0.00127 = 0.00270 * q$$

- Pérdida de carga en la grava de soporte. Para h (m) y q (m³/m²*d)

$$h_G = \frac{L}{3 * 1440} * q \quad (73)$$

$$h_G = \frac{0.40 \text{ m}}{3 * 1440} * q$$

$$h_G = 9.26 * 10^{-5} * q$$

- Pérdida de carga en el falso fondo. Para h (m) y q (m³/m²*d)

$$h_D = \frac{K_I}{2 * g * 86400^2} * \left(\frac{A}{a}\right)^2 * q^2 \quad (74)$$

a = área total hueca. Como son 185 orificios de $\phi 3/4''$, entonces:

$$a = 5.27 * 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$K_1 = 1.56$$

$$h_D = \frac{1.56}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2 * 86400^2} * \left(\frac{1.2}{5.27 * 10^{-2}}\right)^2 * q^2$$

$$h_D = 5.43 * 10^{-9} * q^2$$

- Pérdida de carga en el vertedero

Esta es equivalente a la altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero.

$$h_{VE} = \left(\frac{A}{1,838 * L * 86400}\right)^{0,6667} * q^{0,6667} \quad (75)$$

Donde:

A = área de un filtro (m^2)

L = ancho de la cresta (m)

$$h_{VE} = \left(\frac{1.2 \, m^2}{1,838 * 0.40 \, m * 86400} \right)^{0,6667} * q^{0,6667}$$

$$h_{VE} = 7.05 * 10^{-4} * q^{0,6667}$$

- Pérdida de carga total durante la filtración

$$H = h_{VA} + h_0 + h_G + h_D + h_{VE} \quad (76)$$

Donde:

H = pérdida de carga total (m)

q = tasa de filtración media (m^3/m^2*d)

Reemplazando q por el valor de la tasa de filtración media $q = 300 \, m^3/m^2*d$, en la ecuación 76:

$$H = 0.87 \, m$$

- Forma y dimensiones de los filtros

$$\frac{B}{L} = \frac{N + 1}{2N}$$

$$\frac{B}{L} = \frac{7 + 1}{2 * 7} = 0.57$$

$$B = 0.57 * L$$

$$L * 0.57 * L = A = 1.2m^2$$

$$0.57 * L^2 = 1.2m^2$$

$$L = \sqrt{\frac{1.2m^2}{0.57}} = 1.44 m$$

$$B = 0.57 * 1.44m = 0.82 m$$

- Chequeo

$$1 \leq \frac{L}{B} \leq 3$$

$$\frac{L}{B} = \frac{1.44 m}{0.82 m} = 1.75 \text{ Cumple}$$

- Canaleta de recolección de agua de lavado

Se utilizan dos canaletas a lado y lado del filtro, las cuales descargan al canal de recolección de agua de lavado.

Caudal por canaleta

$$q = \frac{Q_L}{2}$$

$$q = \frac{25 L/s}{2} = 12.49 L/s$$

Suponiendo b = 30 cm

$$h_m = \left(\frac{73q}{b} \right)^{2/3} \quad (77)$$

$$h_m = \left(\frac{7312.49 \text{ L/s}}{30 \text{ cm}} \right)^{2/3} = 10 \text{ cm}$$

Borde libre = 6 cm

- Dimensiones de la canaleta

Ancho (interior) = (0.10cm +0.06 cm) =0.16 m

Altura (interior) = 0.16 m

Espesor de pared =0.08 m

Altura total = (0.16 m+ 0.08 m) =0.24 m

- Altura de la cresta de la canaleta respecto a la superficie del lecho no expandido

Factor de seguridad FS =0.1

$W = \xi_T + FS + \text{Altura total}$

$W = 0.18 \text{ m} + 0.1 + 0.24 \text{ m} = 0.52 \text{ m}$

- Altura del vertedero de salida respecto a la cresta de la canaleta (Y),

El vertedero debe estar a una altura sobre la cresta de la canaleta que garantice que se compensan la pérdida de carga en el lavado y la pérdida de carga en la cresta de la canaleta (altura de la lámina de vertimiento). (Pérez Parra, 2003).

- Pérdida de carga total durante el lavado

$$h_{LT} = 0.55 \text{ m}$$

- Altura de la lámina de agua sobre la canaleta

$$h_c = \left(\frac{q}{1,838L} \right)^{2/3} \quad (78)$$

Donde:

$$q = \text{caudal por canaleta} = 12,49 \text{ L/s} = 0.01249 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = B = 0.82 \text{ m}$$

$$h_c = \left(\frac{0.01249 \text{ m}^3/\text{s}}{1,838 * 0.82 \text{ m}} \right)^{2/3} = 0.04 \text{ m}$$

$$Y = h_{LT} + h_c = 0.55 \text{ m} + 0.04 \text{ m} = 0.59 \text{ m}$$

Las dimensiones definitivas del filtro de presentan en el anexo J

7.7.5. Aireador

Se propone una torre de aireación como tratamiento complementario, para poder llegar al requerimiento de la resolución 2115 de 2007 de 15 UPC, ya que posiblemente el agua contenga hierro y manganeso y a esto se deba su alta concentración de color.

A continuación, el resumen del cálculo de un aireador de 5 bandejas cuadradas de 2.0m *2.0 m, con una altura de la bandeja de 0.25 m y una altura total del aireador de 1.75 m, para un caudal total de 0.029 m³/s.

Tabla 29. Parámetros de diseño para aireadores de bandeja

Información típica para el diseño de aireadores de bandeja		
Parámetro	Valor	Unidad
Carga hidráulica	550-1800	m/d
Caudal/área total de bandejas	<700	m/d
	300-600	m/d
	500-1600	m/d
	120	m/d
	60-300	m/d
	<300	m/d
	600-1200	m/d
Número de bandejas	3 a 5	
	4 a 6	
	>3	
Altura total del aireador	1.2-3	m
Lecho de contacto		
Espesor	15-30	cm
Coque o piedra, diámetro	4-15	cm
Coque o piedra, diámetro	5	cm
Esferas de cerámica, diámetro	5-15	cm
Orificios de distribución, diámetro	5-6	mm
	5-12	mm
Separación entre orificios	2.5	cm
	2.5-7.5	cm
Profundidad de agua en la bandeja	15	cm

Separación entre bandejas	30-75	cm
	<30	cm
Eficiencia en remoción del CO ₂	30-60%	

Fuente: Potabilización del agua, (Romero Rojas, 2000)

Tabla 30. Tabla resumen de cálculo del aireador de bandejas

QMD =	27.6	L/s
QD = Q =	28.9	L/s
Carga hidráulica asumida	600	m/d
$At = \frac{Q}{CH}$	4.2	m ²
Caudal/área total de bandejas	600	m/d
Número de bandejas	5	
Altura total del aireador	1.75	m
Lecho de contacto		
Espesor	15	cm
Coque o piedra, diámetro	5	cm
Orificios de distribución, diámetro		
	5	mm

Separación entre orificios	2.5	cm
Profundidad de agua en la bandeja	15	cm
Separación entre bandejas	30	cm
No de orificios	77	Por lado

Fuente: autoras

7.8. Conclusiones y Recomendaciones

- Mediante la información obtenida por la Secretaría de salud de Boyacá, el Instituto Nacional de Salud y la visita que se realizó a la planta, se pudo comprobar que el agua suministrada a las veredas de Roa y Carrizal, no cuenta con ningún tipo de tratamiento debido a que la PTAP se encuentra sin operar y en estado de abandono.
- En los ensayos de laboratorio se logró determinar la dosis optima de coagulante la cuál se obtuvo en 10mg/L, para lograr reducir la turbiedad y el color aparente de las muestras tomadas de la planta de tratamiento y así dar cumplimiento a la resolución 2115 de 2007, no obstante, el color aparente no se logró reducir al número aceptado por la resolución ya que esta indica que debe ser de 15 (UPC) y en los resultados del agua tratada con la dosis optima, el color aparente arrojó un resultado de 25 (UPC), por tanto, se propone un tratamiento adicional de aireación, con el que se espera remover la posible presencia de hierro y manganeso que puedan estar alterando el color del agua, en cuanto a la turbiedad, esta se logró reducir a un valor de 1.78 (UNT), dando cumplimiento a la resolución dado que esta indica un valor máximo aceptable de 2 (UNT).
- Mediante el software IMAGEJ se realizó el conteo del tamaño promedio de los flóculos obtenidos en el laboratorio con la dosis óptima de coagulante, y se halló el tamaño promedio de los mismos que fue de 231 μ m para poder hallar la velocidad de sedimentación, la cual fue de 0.0011m/s, esta sirve para poder determinar las unidades de clarificación que requiera el agua, sin embargo, la velocidad de sedimentación del flóculo que arrojó el cálculo, es muy baja para poder utilizarla en procesos unitarios de tratamiento convencionales.

- La velocidad de sedimentación hallada por medio del software IMAGEJ es de 0.0011m/s o 0.07 m/h, esta velocidad es muy baja para poder determinar los principales mecanismos de remoción de partículas en filtros rápidos y unidades de sedimentación convencional, ya que, para poder hacerlo, esta velocidad debe estar en un rango de 2 a 5.5 m/h. Para esta investigación se sugiere instalar baffles o pantallas dentro del sedimentador para extender el tiempo hidráulico de sedimentación y así poder sedimentar al máximo las partículas que ingresan en la unidad, disminuyendo el volumen de las mismas que llegan al sistema de filtración.
- Se recomienda que en el software IMAGEJ se seleccionen fotografías claras donde los flocs estén uniformemente dispersos y claros para obtener un mejor análisis en el diámetro y conteo de las partículas, también se recomienda que al medir el diámetro se seleccionen únicamente partículas circulares y separadas de otras, debido a que el programa puede arrojar datos erróneos.
- A partir del ensayo de jarras, de la medición de flocs y los resultados que se obtuvieron y tomando en cuenta que la planta de tratamiento está sin operación y en estado de abandono, se hizo necesario diseñar procesos de tratamiento unitarios a nivel de prediseño que garantizaran el cumplimiento de la resolución 2115 de 2007. Por la cual la presente investigación se deja un aporte de investigación y de proyección social al dejar prediseñadas unidades de aireación, coagulación, floculación, sedimentación y filtración para mejorar la calidad del agua de las comunidades de las veredas de Roa y Carrizal del municipio de Sutamarchán Boyacá.

8. Bibliografía

- Caminati Briceño, A. M., & Caqui Febre, C. (2013). Análisis y diseño de sistemas de tratamiento de agua para consumo humano.
- Carreño Carvajal, E., & Castiblanco Torres. (2016). Optimización del floculador tipo Alabama en planta de tratamiento de Acuanamay con la incorporación de mayas en cada una de sus cámaras.
- Cinara. (1998). Experiencia colombiana con el filtro grueso dinámico, su operación y mantenimiento.
- Coulson, & Richardson, R. (1998). Filtration principles.
- Diario, E. (30 de noviembre de 2020). *El Diario*. Obtenido de <https://periodicoeldiario.com/el-escandaloso-panorama-del-agua-potable-en-boyaca/>
- E, G., Taweel, E., & Ali Gamila, H. (1999). Evaluation of roughing and slow sand filters for watter treatment.
- González-Galvis Juan Pablo, J. L. (2022). Metodología de bajo costo para la caracterización del tamaño de flóculos en aguas de baja turbidez y. *Water Practice & Technology*, 3.
- López Cualla, R. A. (2003). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Nan, J., He, W., Song, X., & Li, G. (2008). Impact of dynamic distribution of floc particles on flocculation effect.
- Organización Mundial de la Salud . (2009). *Organización Mundial de la Salud*. Obtenido de https://www.who.int/water_sanitation_health/publications/publication_9789241562638/es/
- Pérez Parra, J. A. (2003). *Manual de potabilización del agua*.
- Pullés, M. R. (2013). Microorganismos indicadores de la calidad del agua potable en cuba. *Revista CENIC. Ciencias Biológicas*.
- Robin Collins, M., Taylor Eighty, T., James, P., & Malley, J. (1991). Evaluación de modificaciones a filtros de arena lentos.
- Romero Rojas, J. A. (2000). *Potabilización del agua*. Alfaomega grupo editor.
- Secretaría de salud de Boyacá. (2011). *Mapa de riesgo de la calidad del agua para consumo humano del río la cebada, fuente abastecedora del casco urbano del municipio de Sutamarchán-Boyacá*.
- Tobón, S. R., Cadavid, R. A., & Builes, L. G. (1016). *Patógenos e indicadores microbiológicos de calidad del agua para consumo humano*.
- Vanegas, C., Mercado, M., & Campos, M. C. (2014). EVALUACIÓN DE LA CALIDAD MICROBIOLÓGICA DEL AGUA PARA CONSUMO Y DEL AGUA RESIDUAL EN UNA POBLACIÓN DE BOGOTÁ (COLOMBIA). *BIOSALUD*, 12.

Vedavyasan, C. V. (2012). Sand Filter .

Voutchkov, N. (2010). Considerations for selection of filtration pretreatment system.

Anexos

Anexo A. Proyección de población

		Proyección Poblacional en Sutamarchán, Boyacá							
Últimos censos de Población		Último censo (UC)		1985		4880			
		Censo inicial (CI)		2018		5755			
Año	Población								
1985	4880								
1993	5699								
2005	5624								
2018	5755								

Fuente: auroras

Anexo B. Dotación de consumo

Tabla 4.2

Rangos de valores de consumo residencial (norma RAS.Colombia.2000)

Año	Promedio	Poblacion	Consumo minimo (L/hab*d)	Consumo maximo (L/hab*d)
2025	6178			
2030	6346			
2035	6526	<2.500 habitantes	100	160
2040	6720	2.500 - 12.500 habitantes	120	100
2045	6930	12.500 - 60.000 habitantes	130	-
2050	7157	>60.000 habitantes	150	-

Con base en la tabla 4,2 se elige el consumo minimo residencial para una población entre 2500 y 12500 habitantes tomando como referencia que la dotacion de consumo la diseñamos para un periodo de 25 años y para ese tiempo la poblacion se encontrará dentro del rango

	L/día	Unid	L/hab/día
Doméstico	Aseo personal		45
	Descarga sanit		40
	Lavado de ropa		20
	cocina		15
	riego jardines		10
	Lavado pisos		5
	Subtotal		135
Comercial o industrial	Lechería		0.8
	Hotel	200	20
	Fuente	1000	5
	Oficinas	80	250
	Almacenes		3.5
	Matadero	300	20
	Subtotal		26.3
Institucional y público	Hospital	400	20
	Escuela	80	2
	Oficinas	80	150
	Riego de parques		9
	Subtotal		24.9
	Total		186.2

Fuente: auroras

Dotación de consumo

	L/día	Unid	L/hab/día
Doméstico	Aseo personal		45
	Descarga sanit		40
	Lavado de ropa		20
	cocina		15
	riego jardines		10
	Lavado pisos		5
	Subtotal		135
Comercial o industrial	Lechería		0.8
	Hotel	200	20
	Fuente	1000	5
	Oficinas	80	250
	Almacenes		3.5
	Matadero	300	20
	Subtotal		26.1
Institucional y público	Hospital	400	20
	Escuela	80	2
	Oficinas	80	150
	Riego de parques		9
	Subtotal		24.8
Total			185.8

	L/día	Unid	L/hab/día
Doméstico	Aseo personal		45
	Descarga sanit		40
	Lavado de ropa		20
	cocina		15
	riego jardines		10
	Lavado pisos		5
	Subtotal		135
Comercial o industrial	Lechería		0.8
	Hotel	200	20
	Fuente	1000	5
	Oficinas	80	250
	Almacenes		3.5
	Matadero	300	20
	Subtotal		26.0
Institucional y público	Hospital	400	20
	Escuela	80	2
	Oficinas	80	150
	Riego de parques		9
	Subtotal		24.7
Total			185.7

Fuente: auroras

Dotación de consumo

Perdidas de agua y consumo total	
Consumo neto (L/hab/día)	185.7
Perdidas técnicas	25%
Consumo total= $\frac{\text{Consumo neto}}{1 - \%P}$	
Consumo total (L/hab/día)	248

Proyección de consumo

Año	Población	Incremento	Incremento	Neto	%P	Total	Adoptado
2025	6178	10%	1.0%	186.2	25%	248	248
2030	6346	10%	1.0%	186.1	25%	248.2	249
2035	6526	9%	0.9%	186.0	25%	248.1	250
2040	6720	9%	0.9%	185.9	25%	247.9	251
2045	6930	9%	0.9%	185.8	25%	247.8	248
2050	7157	9%	0.9%	185.7	25%	247.6	256

Caudales de diseño

Caudal medio diario

Año	Población	C (L/h/d)	Qmd (l/s)
2025	6178	248	17.7
2030	6346	249	18.3
2035	6526	250	18.9
2040	6720	251	19.5
2045	6930	248	19.9
2050	7157	256	21.2

Caudal máximo diario

Año	Población	K1	QMD (l/s)
2025	6178	1.3	23.0
2030	6346	1.3	23.8
2035	6526	1.3	24.5
2040	6720	1.3	25.4
2045	6930	1.3	25.8
2050	7157	1.3	27.6

Caudal máximo horario

Año	Población	K2	QMH (l/s)
2025	6178	1.6	36.8
2030	6346	1.6	38.0
2035	6526	1.6	39.3
2040	6720	1.6	40.6
2045	6930	1.6	41.3
2050	7157	1.6	44.1

Fuente: auroras

Anexo B. Cuadro Resumen de Cálculo del Coagulador-Mezcla Rápida

QD=	28.95	L/s	0.029	m ³ /s	2500.94	m ³ /d
Ancho del vertedero (B)	0.7	m	$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8NF^2} - 1)$	0.124	m	
$q = \frac{QD}{B}$	0.041	m ³ /s*m				
Gravedad (g) =	9.81	m/s ²	$v_2 = \frac{Q}{B * h_2}$	0.33	m/s	
$h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}}$	0.056	m	Longitud de desarrollo del resalto (L) $L = 6 * (h_2 - h_1)$	0.6	m	
Caída de agua (P) $P = 4,2 * q^{\frac{1}{3}}$	0.50	m	Tiempo de mezcla (T) $T = \frac{L}{\frac{v_1 + v_2}{2}}$	0.51	s	Cumple
$X_L = 4,3 * P^{0,1} * h_c^{0,9}$	0.30	m	Gradiente de velocidad $G = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta h}{\mu * T}}$	1352.16	s ⁻¹	Cumple
$h_1 = \frac{\sqrt{2} * h_c}{\sqrt{\frac{P}{h_c} + 1,05}}$	0.020	m				
$v_1 = \frac{Q}{B * h_1}$	2.12	m/s	$\Delta h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 * h_2}$	0.12	m	
Número de Froude $NF = \frac{v_1}{\sqrt{g * h_1}}$	4.84	Resalto estable	Longitud del canal de aproximación $L_c = 4,5B$	3.15	m	

Fuente: auroras

Anexo C. Cuadro Resumen de Cálculo del Floculador-Mezcla Lenta

FLOCULADOR HIDRÁULICO DE TABIQUES							
Zona	Tiempo de retención (min)	Gradiente de velocidad S-1	Velocidad m/s	Temperatura °C	QD m ³ /s	Peso específico del agua γ	Viscosidad μ (Kgf*s/m ²)
1	6.67	70	0.222	12	0.029	1000	0.00012643
2	6.67	40	0.155				
3	6.67	20	0.1				

Cálculo del Floculador-Mezcla Lenta zona 1

Zona 1		
Longitud de recorrido (L)		
$L = v * T$	88.80	m
Area mojada		
$A = \frac{QD}{v}$	0.13	m ²
Ancho del canal (a)		
$a = \frac{A}{h}$	0.13	m
h	1.00	m
Ancho de vuelta (d)		
$d = 1,5a$	0.20	m
Ancho de pantalla (Bp)		
$Bp = Bt - d$	1.80	m
Bt	2.00	m
Cruce entre pantallas C		
$C = Bt - 2d$	1.61	m
Número de canales (N)		
$N = \frac{L}{Bt}$	44	Unidades
Longitud del floculador (L')		
$L' = N * a + (N - 1) * e$	6.44	m
e	0.015	m
Perímetro mojado (P)		
$P = 2h + a$	2.13	m
Radio hidráulico (Rh)		
$Rh = \frac{A}{P}$	0.06	m

Fuente: auroras

Cálculo del Floculador-Mezcla Lenta zona 1

Pérdida de carga en la vuelta (hf)		
$h_{f1} = K * \frac{v^2}{2g} * N$	0.22	m
K	2.00	
Pérdida de carga en el tramo recto		
$h_{f2} = \frac{Manning}{Rh^{\frac{4}{3}}} * \frac{v^2}{2g} * L$	0.022	m
η	0.01	
Pérdida de carga total		
$h_{ft} = h_{f1} + h_{f2}$	0.25	m
Gradiente de velocidad		
$G = \sqrt{\frac{\gamma * h_{ft}}{\mu * T}}$	69.61	Ok

Fuente: auroras

Cálculo del Floculador-Mezcla Lenta zona 2

Zona 2		
Longitud de recorrido (L)		
$L = v * T$	62.00	m
Area mojada		
$A = \frac{QD}{v}$	0.19	m ²
Ancho del canal (a)		
$a = \frac{A}{h}$	0.19	m
h	1.00	m
Ancho de vuelta (d)		
$d = 1,5a$	0.28	m
Ancho de pantalla (Bp)		
$Bp = Bt - d$	1.72	m
Bt	2.00	m
Cruce entre pantallas C		
$C = Bt - 2d$	1.44	m
Número de canales (N)		
$N = \frac{L}{Bt}$	31	Unidades
Longitud del floculador (L')		
$L' = N * a + (N - 1) * e$	6.24	m
e	0.015	m
Perímetro mojado (P)		
$P = 2h + a$	2.19	m
Radio hidráulico (Rh)		
$Rh = \frac{A}{P}$	0.09	m

Fuente: auroras

Cálculo del Floculador-Mezcla Lenta zona 2

Pérdida de carga en la vuelta (hf)		
$h_{f1} = K * \frac{v^2}{2g} * N$	0.08	m
K	2.00	
Pérdida de carga en el tramo recto		
$h_{f2} = \frac{Manning}{Rh^{\frac{2}{3}}} * \frac{v^2 * n}{2} * L$	0.00	m
η	0.011	
Pérdida de carga total		
$h_{ft} = h_{f1} + h_{f2}$	0.08	m
Gradiente de velocidad		
$G = \sqrt{\frac{\gamma * h_{ft}}{\mu * T}}$	39.95	Ok

Fuente: auroras

Cálculo del Floculador-Mezcla Lenta zona 3

Zona 3		
Longitud de recorrido (L)		
$L = v * T$	40.00	m
Area mojada		
$A = \frac{QD}{v}$	0.29	m ²
Ancho del canal (a)		
$a = \frac{A}{h}$	0.29	m
h	1.00	m
Ancho de vuelta (d)		
$d = 1,5a$	0.43	m
Ancho de pantalla (Bp)		
$Bp = Bt - d$	1.57	m
Bt	2.00	m
Cruce entre pantallas C		
$C = Bt - 2d$	1.13	m
Número de canales (N)		
$N = \frac{L}{Bt}$	20.00	Unidades
Longitud del floculador (L')		
$L' = N * a + (N - 1) * e$	6.07	m
e	0.02	m
Perímetro mojado (P)		
$P = 2h + a$	2.29	m
Radio hidráulico (Rh)		
$Rh = \frac{A}{P}$	0.13	m

Fuente: auroras

Cálculo del Floculador-Mezcla Lenta zona 3

Pérdida de carga en la vuelta (hf)		
$h_{f1} = K * \frac{v^2}{2g} * N$	0.02	m
K	2.00	
Pérdida de carga en el tramo recto		
$h_{f2} = \left(\frac{v * n}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2 * L$	0.001	m
η	0.01	
Pérdida de carga total		
$h_{ft} = h_{f1} + h_{f2}$	0.02	m
Gradiente de velocidad		
<i>Gradiente de velocidad</i> $G = \sqrt{\frac{\gamma * h_{ft}}{\mu * T}}$	20.45	Ok

Fuente: auroras

Anexo D. Cuadro Resumen de cálculo del Sedimentador

Velocidad de sedimentación crítica (v_{sc})		30	$m^3/m^2/d$
		0.035	cm/s
Dimensiones placas en madera	l	1.2	m
	a	2.4	m
	espesor	0.006	m
	e	0.05	m
$L = \frac{l}{e}$		24	
$V_0 = \frac{V_{sc}(sen\theta + L cos\theta)}{1 + \frac{0,058 * e * v_{sc} * cos\theta}{v}}$		0.318	cm/s
0.44673699			
1.40602599			
Número de Reynolds			
$Re = \frac{v_0 * e}{\gamma}$		128.1170378	Flujo laminar
Número de placas = número de canales			
$N = \frac{Q}{a * v_0 * e}$		76	
Longitud ocupada por las placas			
$L^* = l * cos\theta + \frac{N * e + N * espesor}{sen\theta}$		5.5	m
Canal de entrada			
Número de losetas	X	18	
Número de orificios	X-1	17	
	a'	0.5	m
	b	0.05	m
	n	0.015	

5 cm

Cumple

Fuente: auroras

Cuadro Resumen de cálculo del Sedimentador

$G = n * \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} * \left[\frac{a' * b}{2 * (a' + b)} \right]^{-0,67} * \left[\frac{Q}{(X - 1) * a' * b} \right]^{1,5}$		
$G = n * \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}}$	42.18602869	
$\left[\frac{a' * b}{2 * (a' + b)} \right]^{-0,67}$	12.62156747	
$\left[\frac{Q}{(X - 1) * a' * b} \right]^{1,5}$	0.017774666	
$G = n * \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} * \left[\frac{a' * b}{2 * (a' + b)} \right]^{-0,67} * \left[\frac{Q}{(X - 1) * a' * b} \right]^{1,5}$	9.46	S ⁻¹
Cumple		

Fuente: auroras

Cuadro Resumen de cálculo del Sedimentador

Volúmen de la tolva				
$V_t = \frac{B + b * h}{2} * L^*$			22.1	m ³
Ancho de loseta c			0.26	m
Canaletas de recolección de agua decantada				
Suponiendo un número de canaletas			5	un
Caudal por cada canaleta	q		5.7892	L/s
Caudal por metro de vertedero q ₁			2.41217	L/s*m
Suponiendo	b		25	cm
$h_m = \left[\frac{73 * q}{b} \right]^{2/3}$			7	cm
Borde libre			0.05	m
Dimensiones de la canaleta				
Ancho			0.25	m
Alto			0.12	m
Tuberías de descarga de lodos				
Suponiendo	4	tubos	4	in
Área			0.008	m ²
C			0.8	
$q = C * A * \sqrt{2 * g * h}$			0.0441	m ³ /s
Caudal máximo al comenzar el lavado			0.18	m ³ /s
Tempo de purga			125.4	s
Canal de descarga de lodos	n		0.015	
	B		1.1	m
	S		0.001	%
	h		0.28	m
	φ		60	°
1/n	66.7	h/tanφ	0.161080725	h/senφ
$Q = \frac{1}{n} \left\{ \left(2 * B - \frac{h}{\tan \phi} \right) * h \right\}^{2/3} * S^{1/2} * \frac{\left(2B - \frac{h}{\tan \phi} \right) * h}{2}$			0.18	m ³ /s

0.1016 m

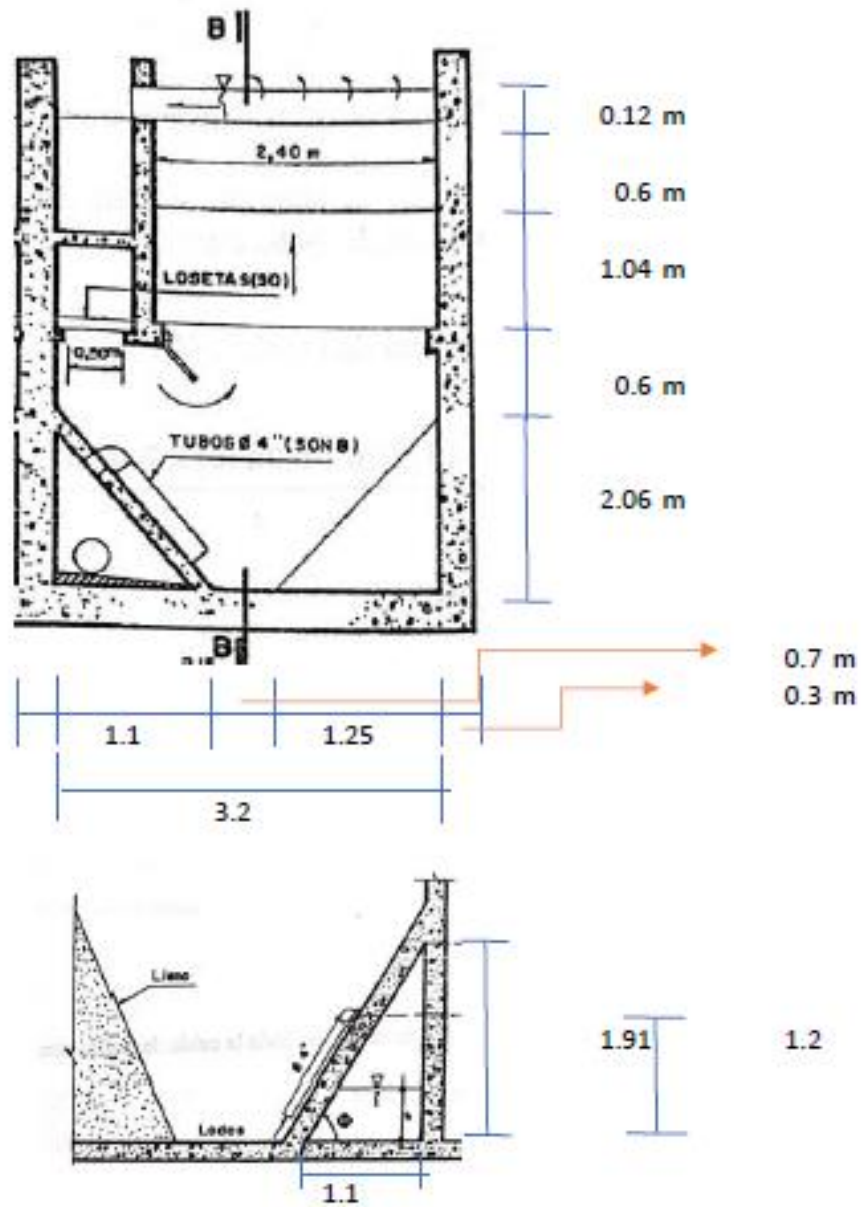
2.1

1.04719755

0.32216145

Fuente: auroras

Tanque sedimentador



Fuente: auroras

Anexo E. Cuadro Resumen de Cálculo del sistema de filtros

FILTROS RÁPIDOS DE TASA DECLINANTE AUTOLAVANTE						
Q	0.029	m ³ /s	29	L/s	2501	m ³ /d
temperatura mín	12	°C				
Tasa media de filtración (q _{med})	300	m ³ /m ² *d				
Número de filtros (N)	7					
Área total de filtración $A_T = \frac{Q}{q_{med}}$	8.34	m ²				
Área total de cada filtro $A = \frac{A_T}{N}$	1.2	m ²				

Características de los medios filtrantes		
Arena		
TE=d ₁₀	0.55	mm
CU=d ₆₀ /d ₁₀	1.6	
Porosidad p _o	0.4	
d ₆₀ =CU*d ₁₀	0.88	mm
Andracita		
Porosidad p _o	0.4	
C	3	
d ₉₀	1.65	mm
CU	1.6	
TE	0.75	mm
Espesor del lecho		
$\frac{TE_a}{X_a} = \frac{TE_A}{TX_A}$		
$X_a + X_A = 100\%$		
$X_A = \frac{TE_A}{TE_a} * X_a$		
%	0.8	m
X _A	1.36	X _a
X _a	0.34	m
1.36X _a +X _a	0.8	
X _A	0.46	m

Fuente: auroras

Cuadro Resumen de cálculo filtros

GRAVA DE SOPORTE			
Posición	Espesor (cm)	Tamaño (mm)	
Fondo	10	25.4	50
Segunda capa	7.5	12.7	25.4
Tercera capa	7.5	6.4	12.7
Cuarta capa	7.5	3.2	6.4
Quinta capa	7.5	1.7	3.2

Hidráulica de lavado		
Velocidad de fluidificación total		
Arena		
Número de Galileo		
$G_a = \frac{g(S_s - 1)d_{90}^3}{\nu^2}$	17296	
g	981	cm/s ²
Densidad relativa S	2.65	
d_{90}	0.118	
Viscosidad cine. (v)	0.0124	cm ² /s
Andracita		
Número de Galileo	11464	
$G_s = \frac{g(S_s - 1)d_{90}^3}{\nu^2}$		
g	981	cm/s ²
Densidad relativa S	1.4	
d_{90}	0.165	
Viscosidad cine. (v)	0.0124	cm ² /s
Arena		
$v_a = \frac{1,3 * v}{d_{90}} [(33,7^2 + 0,0408 * G_a)^{0,5} - 33,7]$		
0.136610169	9.211338009	
v_a	1.26	cm/s

0.76	m/min
------	-------

Fuente: auroras

Cuadro Resumen de cálculo filtros

Andrcita											
$v_a = \frac{1,3 * v}{d_{90}} [(33,7^2 + 0,0408 * G_a)^{0,5} - 33,7]$											
0.09769697	6.342759426										
v_a	0.62	cm/s	0.37	m/min							
EXPANSIÓN DEL LECHO											
Arena	α	0.5321	m	0.5554	v	0.0124	β	0.1254	θ	0.1947	
Número de tamiz serie americana	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)	G_a	R_e	V_s (cm/s)	$\beta * R_e^{0.9}$	P_e	ξ_c	X_i	ΔL_c (m)
40-30	0.042	0.059	0.050	1299	28.524	7.11	0.24	0.66	0.760	0.20	0.0515
30-20	0.059	0.084	0.070	3673	50.816	8.95	0.27	0.59	0.461	0.36	0.0563
20-16	0.084	0.119	0.100	10521	91.167	11.31	0.30	0.52	0.238	0.34	0.0274
16-12	0.119	0.168	0.141	29757	162.415	14.24	0.34	0.44	0.072	0.10	0.0025
										ξ_a	0.14

Andracita	α	0.2723	m	0.6133	v	0.0124	β	0.1813	θ	0.1015	
Número de tamiz serie americana	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)	G_a	R_e	V_s (cm/s)	$\beta * R_e^{0.9}$	P_e	ξ_c	X_i	ΔL_c (m)
40-30	0.059	0.084	0.070	890	17.54	3.09	0.22	0.70	1.023	0.22	0.1040
30-20	0.084	0.119	0.100	2550	33.44	4.15	0.25	0.62	0.594	0.34	0.0685
20-16	0.119	0.168	0.141	7214	63.28	5.55	0.28	0.54	0.304	0.34	0.0350
16-12	0.168	0.200	0.183	15718	102.02	6.90	0.31	0.48	0.144	0.10	0.0049
										ξ_a	0.21

Expansión total del lecho filtrante		
$\xi_T = \frac{\xi_a * X_a + \xi_A * X_A}{X_a + X_A}$	0.18	m
Chequeo del funcionamiento del sistema autolavante		
$Q_L \leq Q$		
$Q_L = v_a * A$		
Q_L	25.0	L/s
OK		

Fuente: auroras

Cuadro Resumen de cálculo filtros

Pérdida de carga en la arena		
$h_L = (S_s - 1) * (1 - P_0) * P_0$		
h_L	0.34	m
Pérdida de carga en la andracita		
$h_L = (S_s - 1) * (1 - P_0) * P_0$		
h_L	0.11	m
Pérdida de carga total en el lecho		
h_L	0.45	m
Pérdida de carga en la grava		
$h_{LG} = \frac{v_a * L}{3}$		
	0.10	m
Pérdida de carga en el falso fondo		
Utilizando orificios	185	und
3/4"	0.75	in
A	0.000285	m ²
C	0.8	
g	9.81	m/s ²
$h_{LD} = \frac{Q_D^2}{C^2 * A^2 * 2g}$	0.0064	m
Pérdida de carga total durante el lavado		
h_{LT}	0.55	m
Pérdida de carga en la válvula de entrada		
$h_{VA} = \frac{K_f}{2 * g * 86400^2} * \left(\frac{A}{a}\right)^2 * q^2$		
Utilizando una válvula de compuerta de $\phi 12"$		
12	0.3048	m
$a = \pi * \frac{D^2}{4}$	0.073	m ²
K_f	1.56	
h_{VA}	2.83744E-09	*q ²
Pérdida de carga en el lecho de arena		
$h_0 = \frac{f' * v}{g} * \frac{(1 - P_0)^2}{P_0^3} * \frac{36}{C_e^2} * L_0 * \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{d_i^2} * q$		
Cof. De esfericidad C_e	0.82	
f'	5	
h_0	0.00144	q

Diámetro promedio y porcentaje retenido para la arena						
Número de tamiz serie americana	d ₁ (cm)	d ₂ (cm)	d _i (cm)	d _i ² (cm ²)	x _i	x _i /d _i ² (cm ⁻²)
40-30	0.042	0.059	0.050	0.002	0.2	80.71
30-20	0.059	0.084	0.070	0.005	0.36	72.64
20-16	0.084	0.119	0.100	0.010	0.34	34.01
16-12	0.119	0.168	0.141	0.020	0.1	5.00
$\sum x_i/d_i^2 =$						192.37

Fuente: auroras

Cuadro Resumen de cálculo filtros

Pérdida de carga en el lecho de antracita		
$h_0 = \frac{f' * v}{g} * \frac{(1 - P_0)^2}{P_0^3} * \frac{36}{C_d^2} * L_0 * \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{d_i^2} * q$		
Cof. De esfericidad C_c	0.73	
f'	5	
h_0	0.00127	q
Pérdida de carga total en el lecho		
h_0	0.00270	q
Pérdida de carga en la grava de soporte		
L	0.4	m
$h_G = \frac{L}{3 * 1440} * q$	9.25926E-05	q
pérdida de carga en el falso fondo		
$h_D = \frac{K_f}{2 * g * 86400^2} * \left(\frac{A}{a}\right)^2 * q^2$		
185 orificios de $\phi 3/4"$		
0.75	0.01905	m
No orificios	185	
$a = \pi * \frac{D^2}{4}$	0.052729	m ²
K_f	1.56	
h_D	5.4333E-09	*q ²
Pérdida de carga en el vertedero		
$h_{VE} = \left(\frac{A}{1.838 * L * 86400}\right)^{0.6667} * q^{0.6667}$		
A	1.2	m ²
L	0.4	m
h_{VE}	0.000705482	q ^{0.6667}
Pérdida de carga total durante la filtración		
$H = h_{VA} + h_0 + h_G + h_D + h_{VE}$		
H	0.87	m

Diámetro promedio y porcentaje retenido para la antracita						
Número de tamiz serie americana	d ₁ (cm)	d ₂ (cm)	d _i (cm)	d _i ² (cm ²)	X _i	X _i /d _i ² (cm ⁻²)
30-20	0.059	0.084	0.070	0.005	0.2	44
20-16	0.084	0.119	0.100	0.010	0.34	34
16-12	0.119	0.168	0.141	0.020	0.34	17
12-10	0.168	0.200	0.183	0.034	0.1	3
$\sum X_i/d_i^2 =$						98.4

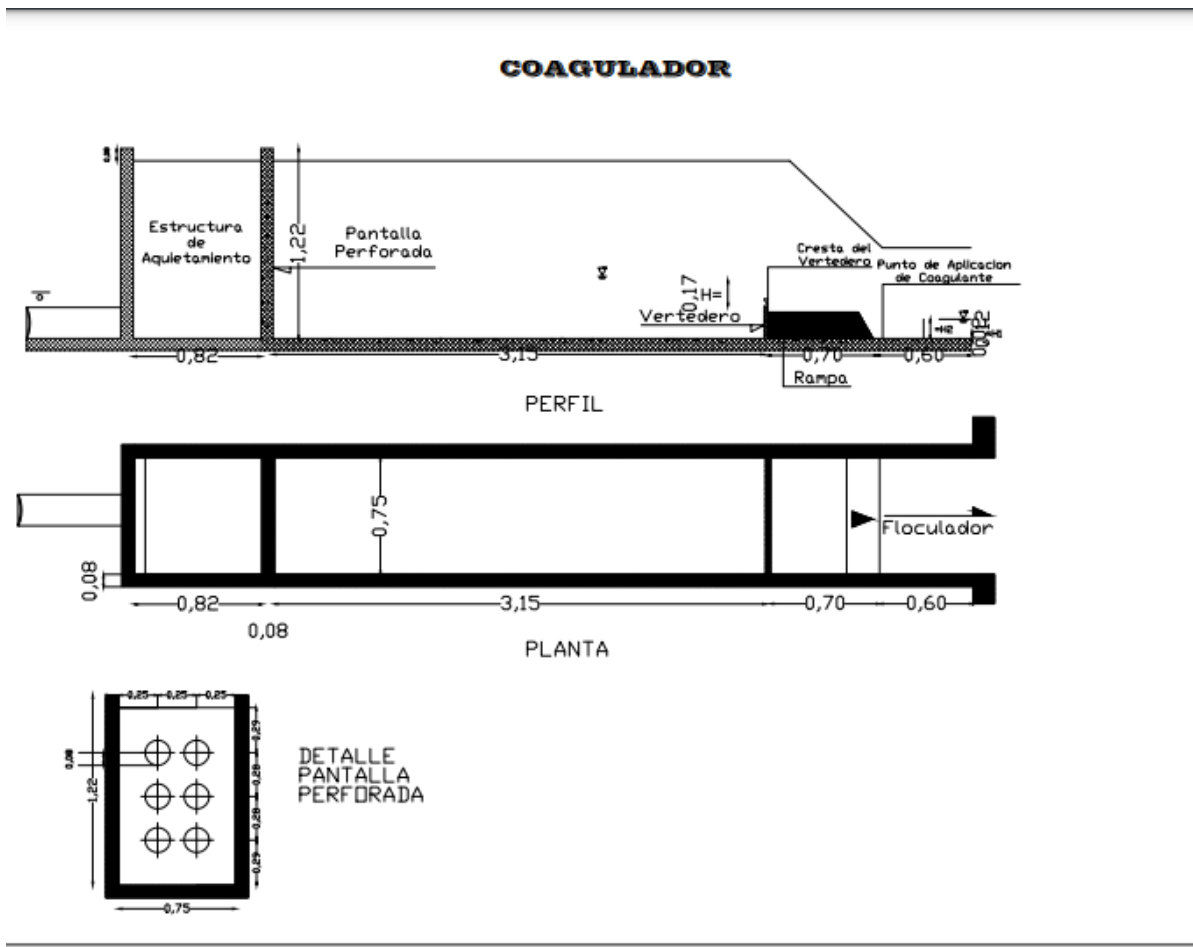
Fuente: auroras

Cuadro Resumen de cálculo filtros

Forma y dimensiones de los filtros		
$\frac{B}{L} = \frac{N+1}{2N}$	0.57	
B =	0.57	L
L*0.57L =	1.2	m ²
L =	1.44	m
B =	0.82	m
Chequeo		
L/B =	1.75	OK
Canaleta de recolección de agua de lavado		
Caudal por canaleta		
numero de canaletas	2	und
q =	12.49	L/s
b	30	cm
$h_m = \left(\frac{73q}{b} \right)^{2/3}$	10	cm
Borde libre	6	cm
Dimensiones de la canaleta		
Ancho (interior)	0.16	m
Alto (interior)	0.16	m
Espesor de pared	0.08	m
Altura total	0.24	m
Altura de la cresta de la canaleta respecto a la superficie del lecho no expandido W		
Factor de seguridad	0.1	
W	0.52	m
Altura del vertedero de salida respecto a la cresta de la		
Pérdida de la carga total durante el lavado		
h_{Lr}	0.55	m
Altura de la lámina de gua sobre la canaleta		
$h_c = \left(\frac{q}{1.838L} \right)^{2/3}$	0.04	m
L = B	0.82	m
y	0.59	m

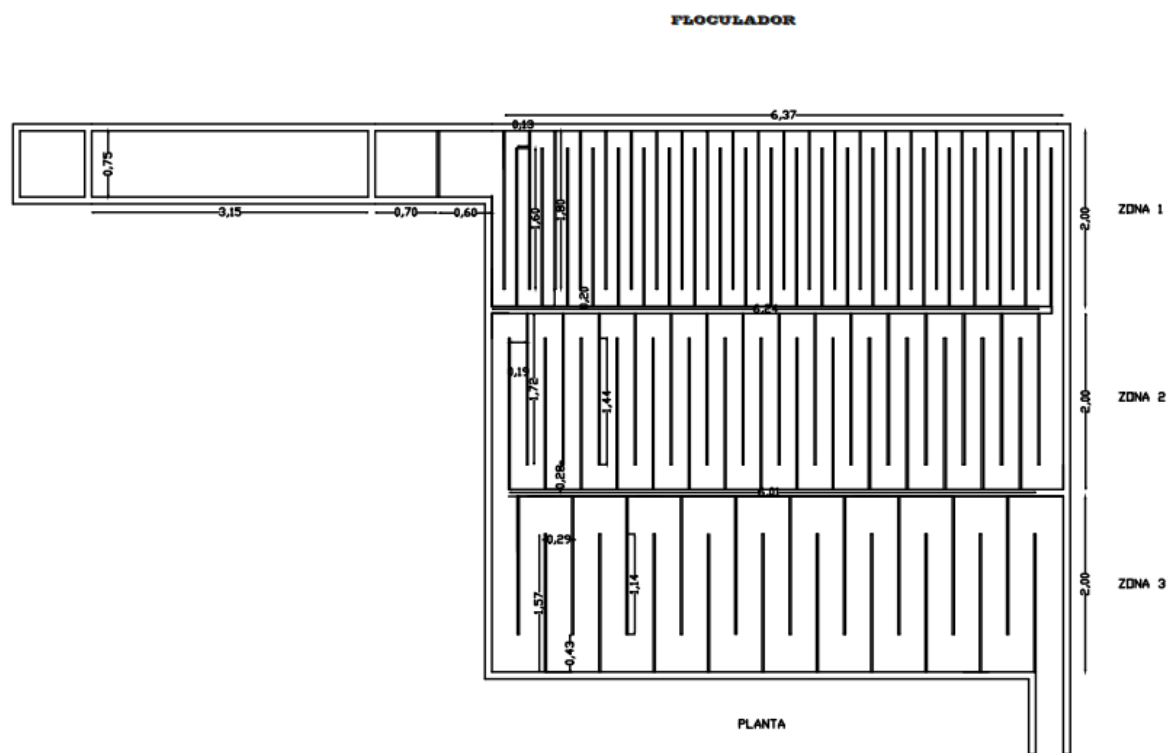
Fuente: auroras

Anexo F. Esquema General Del Coagulador



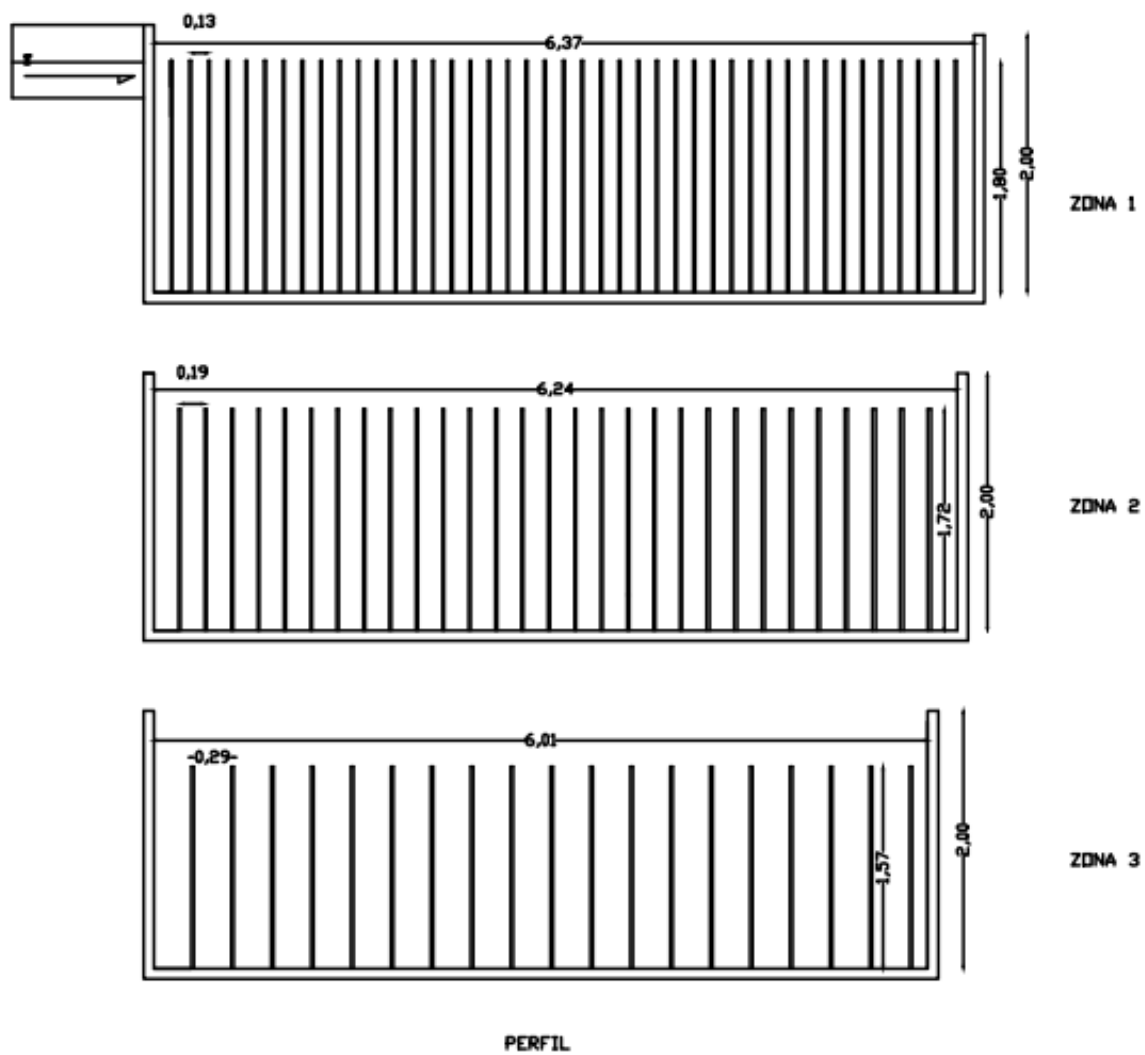
Fuente: auroras

Anexo G. Esquema General del Floculador vista en planta



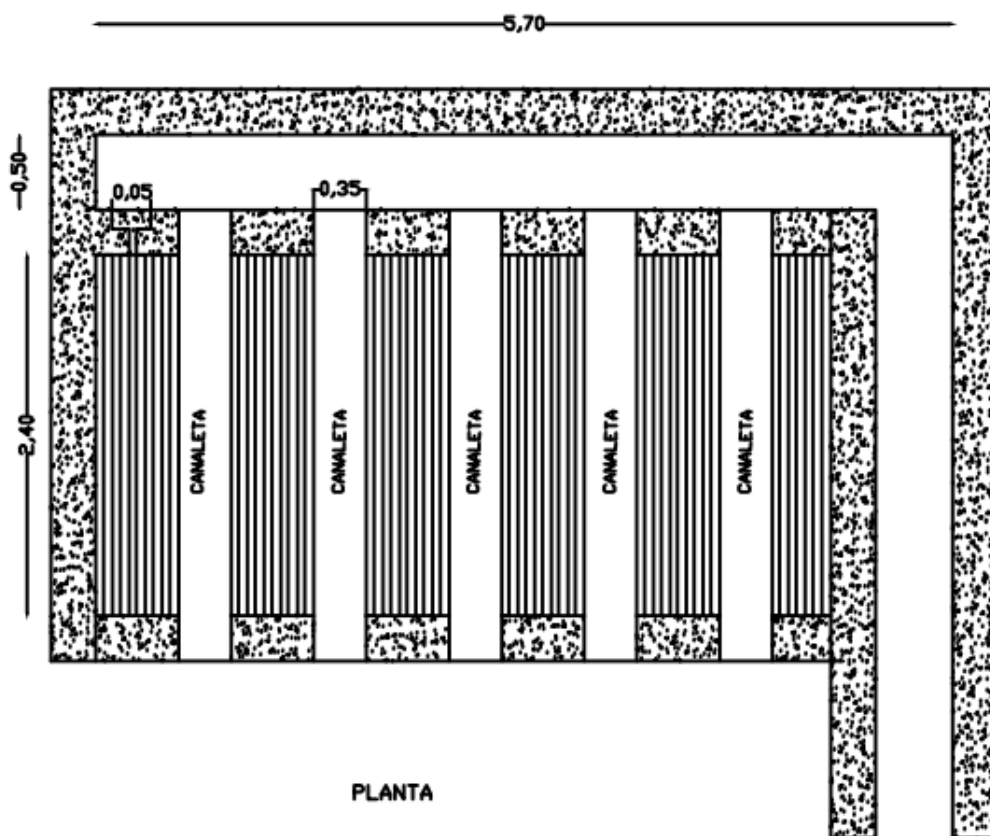
Fuente: auroras

Esquema General del Floculador vista en perfil



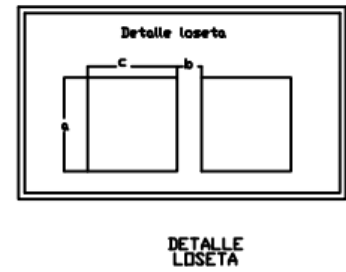
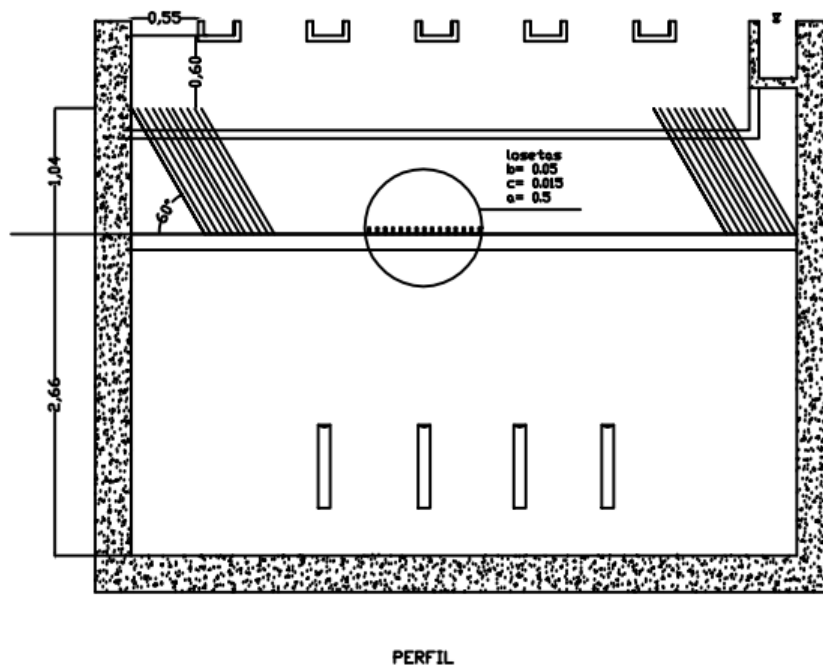
Fuente: auroras

Anexo H. Esquema general Sedimentador



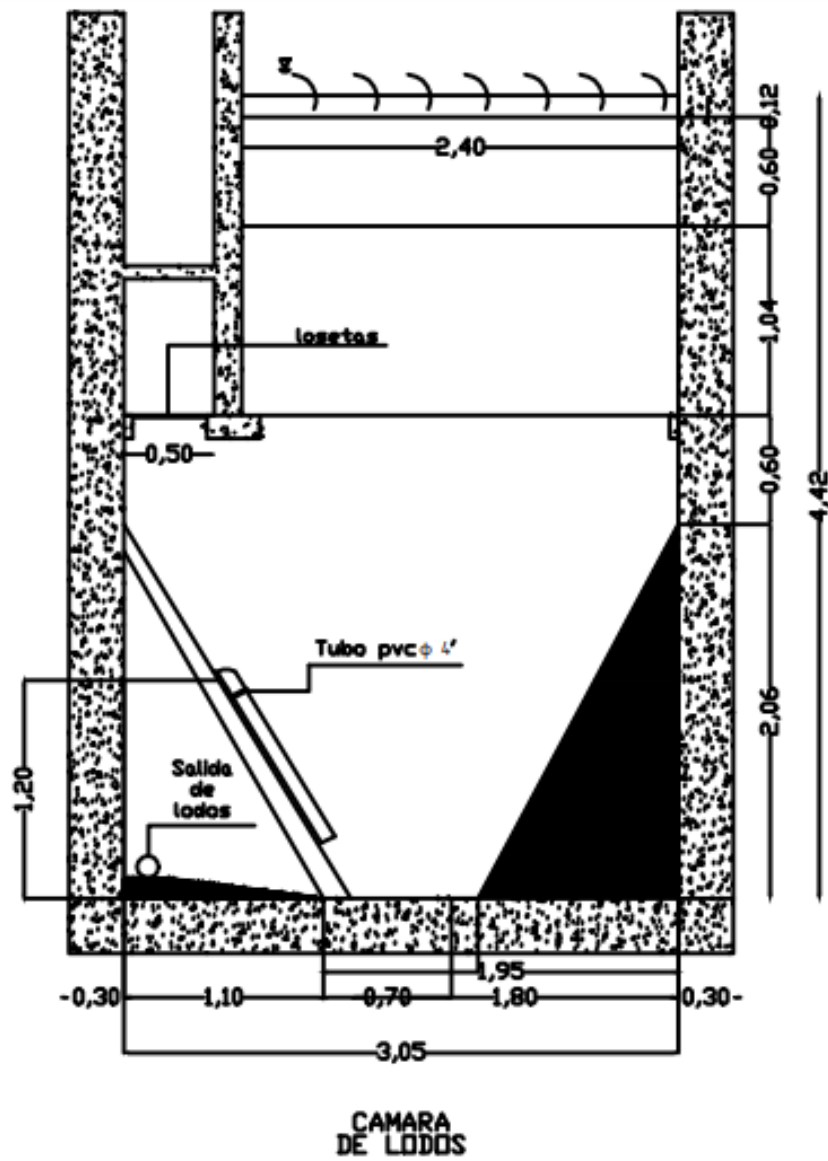
Fuente: auroras

Esquema general Sedimentador visto en perfil



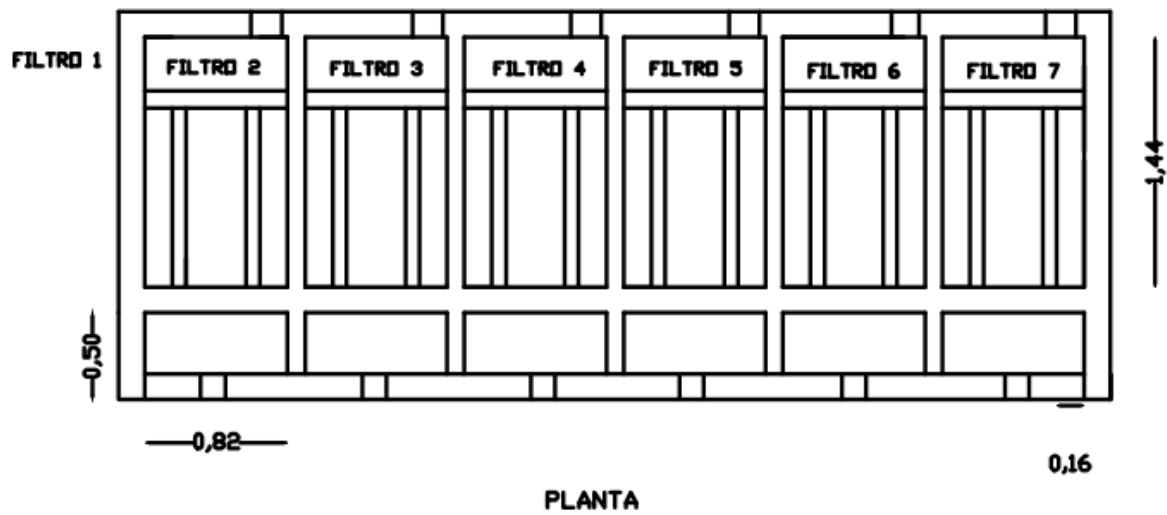
Fuente: auroras

Esquema general Sedimentador cámara de lodos

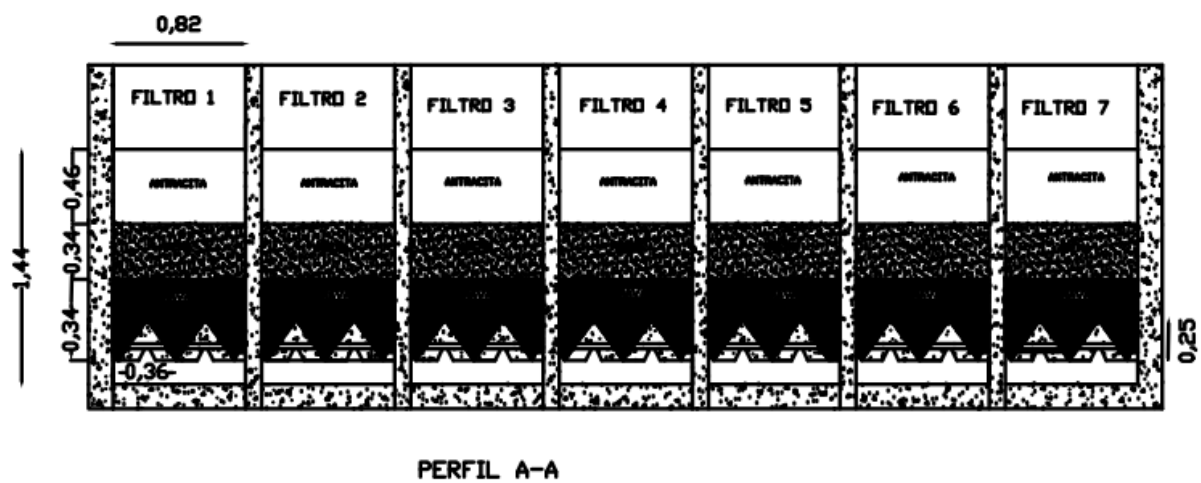


Fuente: auroras

Anexo I. Esquema General del Sistema de Filtros

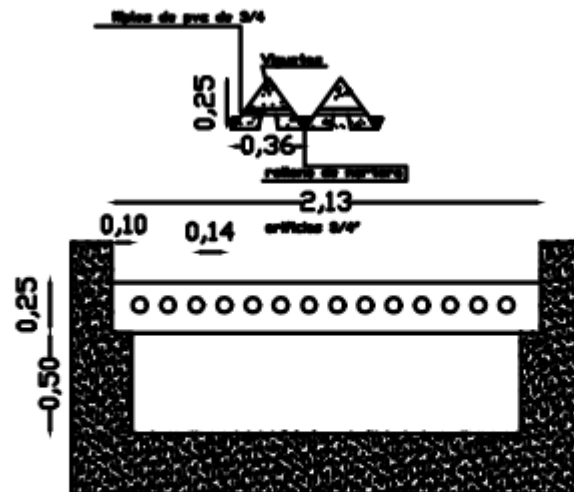


Esquema General del Sistema de Filtros vista perfil A-A



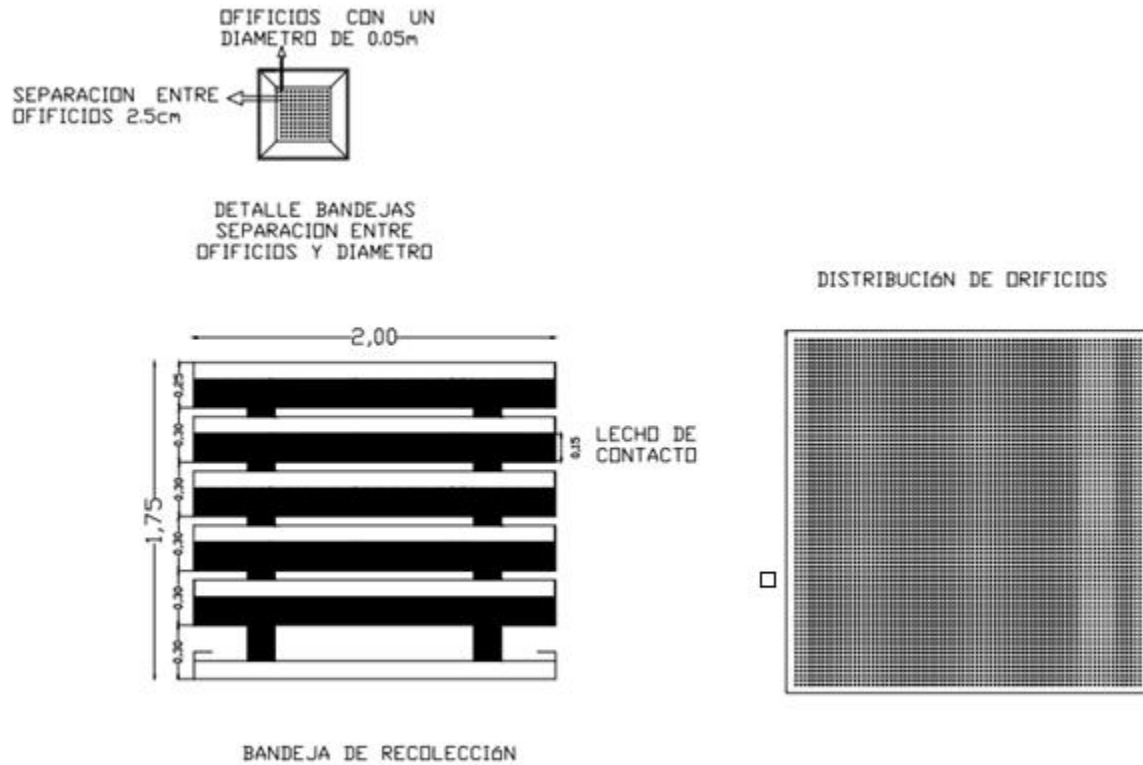
Fuente: auroras

Esquema General del Sistema de Filtros detalle falso fondo



DETALLE FALSO
FONDO

Anexo J. Esquema General del Aireador de Bandejas



Fuente: auroras

