

**EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE LA SEMILLA DE MORINGA
OLEÍFERA (MO) COMO COADYUVANTE NATURAL EN LOS PROCESOS
DE COAGULACIÓN – FLOCULACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO
DE AGUA POTABLE DE LA EMPRESA DE ACUEDUCTO Y
ALCANTARILLADO DEL RÍO PALO EARPA S.A E.S.P., EN EL MUNICIPIO
DE PUERTO TEJADA – CAUCA.**



CORPORACION UNIVERSITARIA
AUTONOMA
DEL CAUCA

**ANGIE TATIANA CARACAS ESCOBAR
KAREN ISLENY LANDAZURY LASPRILLA**

**CORPORACIÓN UNIVERSITARIA AUTÓNOMA DEL CAUCA
FACULTA DE CIENCIAS AMBIENTALES Y DESARROLLO SOSTENIBLE
PROGRAMA: INGENIERÍA AMBIENTAL Y SANITARIA
POPAYÁN
2019**

**EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE LA SEMILLA DE MORINGA
OLEÍFERA (MO) COMO COADYUVANTE NATURAL EN LOS PROCESOS
DE COAGULACIÓN – FLOCULACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO
DE AGUA POTABLE DE LA EMPRESA DE ACUEDUCTO Y
ALCANTARILLADO DEL RÍO PALO EARPA S.A E.S.P., EN EL MUNICIPIO
DE PUERTO TEJADA – CAUCA.**



CORPORACION UNIVERSITARIA
AUTONOMA
DEL CAUCA

**ANGIE TATIANA CARACAS ESCOBAR
KAREN ISLENY LANDAZURY LASPRILLA**

Trabajo de Grado para optar por el título de Ingeniería Ambiental y Sanitaria

**Director
Biólogo
Arnol Arias Hoyos**

**CORPORACIÓN UNIVERSITARIA AUTÓNOMA DEL CAUCA
FACULTA DE CIENCIAS AMBIENTALES Y DESARROLLO SOSTENIBLE
PROGRAMA: INGENIERÍA AMBIENTAL Y SANITARIA
POPAYÁN
2019**

NOTA DE ACEPTACIÓN

Firma del presidente del jurado

Firma del jurado

Firma del jurado

Popayán, de 2019.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por llenarme de fortaleza y sabiduría en los momentos de mayor dificultad.

A nuestro director de proyecto de grado por guiarnos en este proceso.

A todos los profesores y compañeros de la Universidad Autónoma del Cauca por sus enseñanzas y colaboración a lo largo de este aprendizaje.

A la empresa de Acueducto y Alcantarillado EARPA S.A E.S.P, al señor Silvestre por su acompañamiento y constante colaboración en lo necesario para el desarrollo de nuestra investigación.

Gracias a todas las personas que ayudaron directa e indirectamente en la realización de este trabajo de investigación.

Angie Tatiana Caracas Escobar

En primera instancia doy Gracias a Dios, por la oportunidad que me brindo de realizar este trabajo de grado para obtener el título de Ingeniera ambiental y Sanitaria.

A mi familia por su paciencia y apoyo incondicional, ya que sin ellos este logro no fuese posible.

A mi compañera de tesis por su entrega y dedicación

A cada una de las personas que hicieron parte de este proceso, como lo fueron; Maestros, compañeros, familiares, a la empresa EARPA S.A E.S.P, en especial al señor Silvestre, por brindarnos su apoyo.

Gracias a la Corporación Universitaria Autónoma del Cauca, por su compromiso para formar profesionales de calidad.

Karen Isleny Landazury Lasprilla

DEDICATORIA

A Dios por ese regalo tan importante llamado salud, la sabiduría, la paciencia. Por los triunfos y los momentos difíciles que me han enseñado a valorarlo cada día más.

A mi querida abuela que, aunque ya no se encuentre conmigo físicamente siempre será una parte esencial de mi vida y este logro es más de ella que mío, porque fue uno de los tantos sueños que nos faltó por cumplir juntas, porque gracias a ella y a su amor incondicional fue esto posible, por haber creído en mí hasta el último momento.

A mi madre por ser ejemplo de fuerza, valentía y amor, por siempre permanecer a mi lado, por darme todo en la vida para que yo pueda lograr mis ideales, por velar por mi bienestar y educación, por creer en mí.

A toda mi familia que de alguna manera han puesto su granito de arena para culminar satisfactoriamente esta etapa de mi vida. A esas personas especiales en mi vida, dispuestas siempre a brindarme toda su ayuda, es momento de regresarles un poquito de todo lo que me han otorgado.

Angie Tatiana Caracas Escobar

Este trabajo de grado va dedicado primeramente a Dios por su amor incomparable y por darme sabiduría, voluntad para llevar a cabo cada meta y sueño.

A mis padres por haberme forjado en la persona que soy actualmente; muchos de mis logros se los debo a ellos; me formaron con reglas y principios que hasta el día de hoy han formado mi carácter. Mi padre tiene una frase célebre y es... "A pesar de las circunstancias, nunca dejes de soñar". y este logro es un reflejo de que los sueños se hacen realidad. Los amo y por ellos seguiré cumpliendo mis metas.

Karen Isleny Landazury Lasprilla

Tabla de contenido

Contenido

ABSTRACT	17
INTRODUCCIÓN	19
1. CAPITULO I PROBLEMA.....	21
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	21
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	23
1.3 OBJETIVOS	25
1.3.1 Objetivo general	25
1.3.2 Objetivos específicos	25
2. CAPITULO II ZONA DE ESTUDIO.....	26
2.1 Municipio de Puerto Tejada.....	26
2.1.1 Aspectos físicos bióticos.....	27
2.1.2 Aspectos socioeconómicos.....	29
2.2 Municipio de Villa Rica.....	29
2.3 Municipio de Guachené	31
2.4 Municipio de Caloto.....	32
2.5 Empresa de acueducto y alcantarillado EARPA S.A. E.S.P.	33
2.5.1 Datos generales del prestador.....	33
2.5.2 Suscriptores en cada municipio de la empresa EARPA S.A. E.S.P	34
2.6 Localización Planta de tratamiento de agua potable Río Palo	36
3. CAPITULO III REFERENTES CONCEPTUALES	37
3.1 ANTECEDENTES	37
3.2 BASES TEÓRICAS	41
3.3 BASES LEGALES	65
4 CAPITULO IV METODOLOGÍA	66
4.1 Fase I: Diagnostico.....	66
4.2 Fase II: Toma de muestras.....	68
4.3 Preparación del coadyuvante natural de Moringa Oleífera	69
4.4 Prueba de Jarras “JAR TEST”	72
5 CAPITULO V RESULTADOS Y ANÁLISIS	75
5.1 Fase I Diagnostico.....	75

5.2. FASE II Toma de muestras	113
5.2.2 Optimización del Gradiente de Velocidad	125
5.3. ALTERNATIVA DE OPTIMIZACIÓN	135
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	141
6.1 CONCLUSIONES.....	141
6.2. RECOMENDACIONES.....	143
7. BIBLIOGRAFÍA	144
8. ANEXOS	149

LISTA DE MAPAS

Mapa 1. Municipio de Puerto Tejada, Cauca.....	26
Mapa 2. Municipio de Villa Rica	30
Mapa 3. Municipio de Guachene.....	31
Mapa 4. Municipio de Caloto	32
Mapa 5. Localización Planta de tratamiento Rio Palo	36

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Población de Puerto Tejada, Cauca	29
Tabla 2. Características del Municipio de Villa Rica, Cauca.....	30
Tabla 3. Características del Municipio de Guachené, Cauca.....	31
Tabla 4. Características del Municipio de Caloto, Cauca.....	32
Tabla 5. Datos generales del prestador.....	33
Tabla 6. Usuarios empresa EARPA S.A. E.S.P.....	34
Tabla 7. Proyecciones de usuarios de EARPA S.A. E.S.P.....	35
Tabla 8. Valores admisibles para las características físicas del agua.....	41
Tabla 9. Asignación del nivel de complejidad.....	44
Tabla 10. Dotación por habitante según el nivel de complejidad del sistema ...	44
Tabla 11. Periodo de diseño de la captación de agua superficial.....	45
Tabla 12. Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas.....	46
Tabla 13. Coeficiente consumo máximo diario K_1	48
Tabla 14. Coeficiente de consumo máximo horario K_2	49
Tabla 15. Normas técnicas de muestreo.....	50
Tabla 16. Periodo de diseño según el nivel de complejidad del sistema para captaciones superficiales	54
Tabla 17. Marco normativo ambiental	65
Tabla 18. Parámetros a evaluar y métodos.....	68
Tabla 19. Características del Sulfato de Aluminio	78
Tabla 20. Número de Hazen ($V_s(V_o)$)	87
Tabla 21. Determinación del ancho W de la Canaleta Parshall en función del caudal.....	93
Tabla 22. Coeficientes de la ecuación de calibración.....	93
Tabla 23. Tipo de descarga en medidores Parshall	97
Tabla 24. Dimensiones primera sección – Floculador.....	98
Tabla 25. Cálculos segunda sección – Floculador	100
Tabla 26. Estimación de usuarios – método aritmético	103
Tabla 27. Estimación de usuarios – método geométrico.....	104
Tabla 28. Estimación de usuarios – método Wappus	105
Tabla 29. Resumen de estimación de usuarios por diferentes métodos	106
Tabla 30. Datos para la determinación del caudal de diseño.....	110
Tabla 31. Clasificación índice de floculación de Willcomb	113
Tabla 32. Parámetros iniciales MO	114
Tabla 33. Dosis optima MO	115
Tabla 34. Parámetros iniciales- Sulfato de Aluminio.	118
Tabla 35. Dosis optima – Sulfato de Aluminio	118
Tabla 36. Parámetros iniciales - ‘Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera’	121
Tabla 37. Dosis optima - ‘Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera’	121
Tabla 38. Parámetros iniciales MO	126
Tabla 39. Parámetros óptimos de floculación - Moringa Oleífera.....	126
Tabla 40. Parámetros iniciales – Sulfato de Aluminio	128

Tabla 41. Los parámetros óptimos de floculación - sulfato de aluminio	128
Tabla 42. Parámetros iniciales - 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'	130
Tabla 43. Parámetros óptimos de floculación - 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'	130
Tabla 44. Valores asumidos para la elaboración de floculador de flujo horizontal	136
Tabla 45. Dotación básica de equipos y complementos para laboratorio	137
Tabla 46. Pautas de control de operación	139
Tabla 47. Indicadores de seguimiento y valoración	140

LISTA DE GRÁFICOS

Grafica 1. Curva de duración de caudales	50
Grafica 2. Dosis optima MO	115
Grafica 3. Turbiedad MO	116
Grafica 4. Color MO	117
Grafica 5. pH – Sulfato de Aluminio	119
Grafica 6. Turbiedad – Sulfato de Aluminio	120
Grafica 7. Color – Sulfato de Aluminio	120
Grafica 8. pH - 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'	122
Grafica 9. Turbiedad - 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'	123
Grafica 10. Color 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'	123
Grafica 11. Porcentaje de Turbiedad Remanente vs Tiempo de floculación Moringa Oleífera.....	127
Grafica 12. Porcentaje de Turbiedad Remanente vs Tiempo de floculación, Sulfato de Aluminio	129
Grafica 13. Porcentaje de Turbiedad Remanente vs Tiempo de floculación, 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'	131

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Cálculos de los parámetros de operación de la PTAP río Palo Desarenador.....	150
Anexo 2. Dimensiones típicas 'Canaleta Parshall'.....	158
Anexo 3. Métodos proyección de usuarios.....	159
Anexo 4. Cálculo capacidad hidráulica.....	165
Anexo 5. Cálculos floculador diseñado	171
Anexo 6. Lista de chequeo	173

LISTA DE IMÁGENES

Imagen 1.Canaleta Parshall en funcionamiento	51
Imagen 2.Partes de la canaleta Parshall – Perfil.....	52
Imagen 3.Medidor Parshall en descarga libre y sumergida. Planta y corte.....	53
Imagen 4. Tipos de vertederos según su forma.	53
Imagen 5.Árbol y semilla de MO	63
Imagen 6.PTAP Río Palo	75
Imagen 7.Canal captación.....	76
Imagen 8.Desarenador.....	77
Imagen 9.Canaleta Parshall – Dosificación.....	78
Imagen 10. Floculadores	79
Imagen 11.Sedimentadores	80
Imagen 12.Filtros de alta tasa	81
Imagen 13. Tanque de almacenamiento	82
Imagen 14. Red principal.....	82
Imagen 15. Laboratorio para análisis de agua	83
Imagen 16. Estructura típica de la canaleta Parshall	92
Imagen 17. Comparador de tamaño de flóc de la Asociación de Investigación del Agua (WRA)	114

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Esquema general de un sistema convencional en una PTAP.....	42
Ilustración 2. Esquema operacional PTAP	84
Ilustración 3. Sistema de abastecimiento	85
Ilustración 4. Esquema propuesto de operación PTAP río Palo.....	138

RESUMEN

En esta investigación se estudió la eficiencia de las semillas de Moringa Oleífera como coadyuvante junto al Sulfato de Aluminio para el tratamiento de potabilización del agua en la optimización de los procesos de coagulación – floculación, utilizando como método la extracción etanoica, con una posterior homogenización proteica con agua destilada e hidróxido de sodio (NaCl); que se probó en aguas del río Palo de la PTAP de la empresa EARPA S.A E.S.P.

El equipo de prueba de jarras a escala de laboratorio y a condiciones reales de la planta, permitió recrear los procesos de coagulación – floculación, con pruebas In Situ desde el inicio para conocer el comportamiento de los parámetros en relación a la cantidad de coagulante adicionado, posteriormente la mezcla entre el coagulante sintético: Sulfato de Aluminio y el coadyuvante natural: Moringa Oleífera, se seleccionó la muestra que presentará mejores condiciones y se procedió a realizar una serie de pruebas donde se buscó obtener la dosis optima y el gradiente de velocidad que son determinantes a la hora de cumplir con la normatividad.

En la PTAP se obtuvieron muestras de agua cruda, determinando los siguientes parámetros de muestras puntuales. Color, pH, Turbiedad, Temperatura.

Los resultados preliminares demostraron que en comparación al coagulante sintético tradicional utilizado en la PTAP. El coadyuvante natural de MO junto al Sulfato de Aluminio, demostraba mayor eficiencia con porcentajes de remoción de 90% de color y 80% de turbiedad.

La dosis optima con la mezcla del coadyuvante y el coagulante fijo un volumen de 17 mg/L a un porcentaje de concentración al 1% del coagulante de Sulfato de Aluminio y 5% del coagulante MO, con una proporción de 50 mg/L por cada coagulante. Otras disposiciones fueron el tiempo de mezcla rápida óptimo de 60 segundos. El tiempo de mezcla lenta óptimo de 30 minutos. En términos de sedimentación no se varió y se estableció 20 minutos. Los

resultados de esta prueba determinaron una eficiencia total de remoción en general de los parámetros, como también la disminución del pH.

Los resultados obtenidos demuestran el alto poder como coadyuvante de coagulación, esto debido a que remueve los parámetros fisicoquímicos analizados y el cumplimiento de ellos según la norma.

Palabras claves: Moringa Oleífera; Coagulación-Floculación; Tratamiento de agua potable.

ABSTRACT

In this research, the efficiency of Moringa Oleífera seeds was studied as an adjuvant along with Aluminum Sulphate for the treatment of water purification in the optimization of coagulation - flocculation processes, using as method the ethanoic extraction, with a subsequent protein homogenization. With distilled water and sodium hydroxide (NaCl); that was tested in waters of the Palo River of the PTAP of the company EARPA S.A E.S.P

The test equipment of jugs at laboratory scale and real plant conditions, allowed to recreate the coagulation - flocculation processes, with In Situ tests from the beginning to know the behavior of the parameters in relation to the amount of coagulant added, later the mixture between the synthetic coagulant: Aluminum Sulfate and the natural coadjuvant: Moringa Oleifera, the sample was selected that will present better conditions and a series of tests were carried out in order to obtain the optimum dose and the gradient of speed that are determining at the time of complying with the regulations.

In the PTAP samples of raw water were obtained, determining the following parameters of point samples. Color, pH, Turbidity, Temperature. The preliminary results showed that compared to the traditional synthetic coagulant used in the PTAP. The natural adjuvant of MO together with aluminum sulphate, showed greater efficiency with percentages of removal of 90% of color and 80% of turbidity The optimal dose with the mixture of the adjuvant and the coagulant fixed a volume of 17 mg / L at a percentage of concentration to 1% of the coagulant of Aluminum Sulphate and 5% of the coagulant MO, with a proportion of 50 mg / L per each coagulant. Other arrangements were the optimal fast mixing time of 60 seconds.

Optimum slow mixing time of 30 minutes. In terms of sedimentation it was not varied and was established 20 minutes. The results of this test determined a total removal efficiency of the parameters in general, as well as a decrease in pH.

The results obtained show the high power as a coagulation aid, this because it removes the physicochemical parameters analyzed and compliance with them according to the standard.

Keywords: Moringa Oleifera; Coagulation-Flocculation; Treatment of drinking water.

INTRODUCCIÓN

Mejorar la calidad de agua potable en países en vías de desarrollo y aumentar el acceso a este servicio, es uno de los objetivos de la Organización de las Naciones Unidas (ONU), aunque han sido mucho los esfuerzos por parte de los gobiernos, la disponibilidad y calidad de agua para consumo humano sigue siendo escasa. Los tratamientos de potabilización para agua potable tienen grandes costos de infraestructura y mantenimiento, es por ello, el impedimento de cumplir todas las metas para mejorar la calidad de vida y disminuir los problemas de salud a nivel mundial. Registros históricos a nivel mundial, comprueban que una de las mayores causas de muertes en niños menores de cinco años, fue a causa de enfermedades gastrointestinales como la diarrea, reportando para la década de los 90 alrededor de 2.2 millones de muerte (organizacion mundial de la salud, 2000).

El principal tratamiento químico para el agua con alta turbiedad utilizado es la aplicación del coagulante sintético sulfato de aluminio (Al_2SO_4) que representa altos costos para las plantas potabilizadoras urbanas y es inaccesible muchas veces en sistemas rurales. El uso de sulfato de aluminio para el tratamiento del agua genera grandes cantidades de lodos durante el tratamiento y un alto nivel de aluminio que permanece en el agua tratada. Esto puede presentar un problema de salud, que ya se ha demostrado siendo la ingesta de grandes cantidades de sales de aluminio relacionada con la enfermedad de Alzheimer (Loteró Suay & Ballester Díez, 2002) .

Por lo anterior este estudio tiene como objetivo la evaluación de la eficiencia de la semilla de Moringa Oleífera como coadyuvante natural en los procesos de coagulación – floculación de una planta de tratamiento de agua potable PTAP, basándose en el marco de la normatividad nacional vigente, proponiendo una alternativa sustentable con el medio ambiente, que servirá a largo plazo para la implementación de un tratamiento como alternativa para la disminución del coagulante tradicional que se usa en las plantas de tratamiento del país, que ayude no solamente a disminuir costos, sino también la importancia de brindar una calidad de vida diferente a toda la población.

En este trabajo se presentan los resultados obtenidos en la utilización de la semilla de Moringa Oleífera como coadyuvante con el Sulfato de Aluminio, de esta manera se busca obtener la dosis óptima con las mejores condiciones de cumplimiento de parámetros, para su adaptación en el proceso de coagulación – floculación de la planta de tratamiento de agua potable río Palo.

1. CAPITULO I PROBLEMA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Colombia establece en la constitución política, la obligación de suplir las necesidades básicas, entre ellas el acceso a agua potable en el marco de calidad, para evitar altos índices de morbilidad que ocasionan enfermedades en menores de cinco años y asegurar el abastecimiento continuo en las poblaciones (UNICEF, 2003). Con la cobertura de acueducto y alcantarillado, se estima que en los municipios se cuenta en la zona urbana con (97,6%) y (92,9%) respectivamente, mientras tanto en la zona rural con (72,0%) y (69,6%), lo cual muestra una diferencia entre estas, comprometiendo así a las entidades competentes que vulneran el derecho de gozar de una calidad de vida digna (Useche Melo, 2012).

En la región del norte del Cauca, en su zona urbana mayormente con población afrocolombiana ha destinado su actividad económica al cultivo de caña de azúcar por medio de los grandes ingenios, convirtiéndola así para actividades totalmente agroindustriales, que obligan al cambio en el uso del suelo, las relaciones sociales y la tenencia del suelo; la captación del agua para riego, la contaminación generada por los productos agrícolas (herbicidas, abonos, pesticidas, etc.), contaminación por parte de la zona industrial y las fuentes domésticas conllevan a que esta situación afecte el abastecimiento y calidad del agua de la región (Lassos & Larrahondo, 2016). Los datos registrados muestran que en la región la cobertura de acueducto en la zona urbana en promedio es de (96.09%) y (89.90%) en el alcantarillado, de igual forma (64.29%) y (10.77%) para la zona rural (Portal Territorial, 2010) .

El municipio de Puerto Tejada cuenta con dos sistemas independientes de abastecimiento, el (80%) de la cobertura es suministrado por medio de la empresa privada OPSA a los habitantes del sector del centro y el otro (20%) por la empresa EARPA S.A a los barrios del sur y algunas veredas aledañas (Ministerio de Vivienda, 2015). Este último acueducto en mención ha

presentado ciertos inconvenientes relacionados con problemas técnicos y administrativos.

En el último boletín de vigilancia de la calidad del agua para consumo humano de enero 2018, el municipio de Puerto Tejada no reportó información al SIVICAP (Sistema de Información para la Vigilancia de la Calidad del Agua para consumo Humano) (Gobierno de Colombia, 2018); otros informes registran para los periodos comprendidos entre 2007 – 2012, valores promedios presentados por el IRCA (Índice de Riesgo de la Calidad del Agua) reportando índices de riesgo entre inviable sanitariamente hasta un riesgo bajo (Irca Municipal Cauca, 2007).

En cuanto a la clarificación del agua en los procesos de coagulación – floculación, la aplicación de Sulfato de Aluminio $Al_2(SO_4)_3$ a grandes rasgos, representa una aplicación excesiva que conlleva a la presencia en forma residual del coagulante en el agua, relacionándose con problemas perjudiciales para la salud humana, y es responsable del aumento de cloración del agua en la etapa de distribución, como también de la sobreproducción de lodos [9]; diversos investigadores (Crapper et al., 1973, Martyn et al., 1989, Miller, et al., 1984) relacionan al aluminio como unos de los probables elementos que puede inducir la enfermedad de Alzheimer (BARAJAS GARZÓN & LEÓN LUQUE, 2015).

Debido a la dependencia del Sulfato de Aluminio y el pH, se requieren agentes estabilizadores para aumentar su efectividad, ocasionando mayores costos económicos, en el tratamiento del agua para el consumo humano sin representar altos costos (Crapper, 1973). Por tal motivo es importante evaluar una alternativa que permita buscar un equilibrio entre lo inorgánico y lo natural, para garantizar desde el funcionamiento de las unidades del sistema de tratamiento hasta la calidad del agua que se entregará a los usuarios del servicio.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Muchos de los países en desarrollo utilizan procesos arbitrarios, en relación con la dosificación de productos químicos, como también la falta de personal idóneo, las estructuras de los laboratorios deficientes para la operación de los procesos llevados a cabo en las plantas (Rodriguez & Fernandez, 2017); El proceso de potabilización, es una de las etapas más importante es la clarificación, mediante la aplicación de agentes coagulantes que favorecen la precipitación de sustancias coloidales responsables de aportar al agua turbidez y color, este proceso se conoce como coagulación-floculación donde normalmente se usan agentes químicos como son las sales metálicas comúnmente el sulfato de aluminio (Cruz C. , 2014).

Generalmente las plantas de tratamiento de agua potable (PTAP) con el objetivo de mejorar la calidad del agua, transforman el agua cruda de una fuente natural en agua que cumpla los parámetros establecidos en la norma (Cruz & Sanchez); los estudios sobre la optimización de las (PTAP) que se han realizado en Colombia, resaltan la importancia del agua como recurso fundamental para la existencia de vida (Molina, 2016), analizar los procesos en cuanto a operación y técnica de las estructuras que componen la (PTAP), para minimizar los problemas asociadas a enfermedades, calidad y cantidad del recurso hídrico.

Como una tecnología apropiada para sectores rurales y urbanos con población pequeña, la introducción de los coagulantes en los procesos de clarificación de agua para consumo humano se hace imprescindible hacia las condiciones económicas actuales, por el grado de satisfacción de (20%) por parte de la producción del coagulante tradicional, primario Sulfato de Aluminio (Rodiño, 2014).

Los coagulantes naturales son una alternativa amigable, que poseen mínima o nula toxicidad para el tratamiento de agua potable, que brindan solución al problema de escasez e inaccesibilidad de agua potable (Suleymand, 2006), siendo capaces de remover en iguales proporciones a comparación del

coagulante inorgánico; es por ello que uno de los agentes naturales empleados en la coagulación es la Moringa Oleífera por ser segura para la salud (Muyibi, 2007) que demuestran que la semilla es eficiente para la remoción de turbidez (Plan de ordenamiento territorial, 2005).

La utilización de la semilla de Moringa Oleífera en tratamiento de aguas, actualmente en la zona no ha llegado a determinarse como una técnica científica de su eficiencia como coagulante primario o ayudante de coagulación, es por ello la necesidad de la investigación para la PTAP del Río Palo buscando beneficios económicos, como así mismo mantener los índices de morbilidad y mortalidad bajos, a través del acceso a la calidad del agua y saneamiento básico, evitando por lo menos 3277 casos entre (dolores abdominales, diarrea, gastroenteritis, parasitosis intestinal, Infección intestinal bacteriana) (Guzmán, 2016) registrados en el municipio; de ahí la importancia de las estrategias, propuestas y/o alternativas, para mejorar la calidad del agua en la reducción de enfermedades diarreicas (Dirección técnica de gestión de acueducto y alcantarillad., 2017).

Las consideraciones expuestas, manifiestan la importancia de realizar la optimización de la PTAP del Río Palo, planteando mejoras en la optimización en el sistema de acueducto, implementando tecnologías que garanticen condiciones fisicoquímicas y microbiológicas para contribuir a mejorar la calidad de agua potable y la eficiencia de los tratamientos con relación a los componentes ambientales, económicos y un gran impacto social al mejorar la calidad de vida en las comunidades donde existen pocas posibilidades, de acceder a tecnologías convencionales.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

Evaluar la eficiencia de la semilla de Moringa Oleífera como coadyuvante natural en los procesos de coagulación – floculación del sistema de tratamiento de agua potable de la empresa de acueducto y alcantarillado del río palo EARPA S.A E.S.P., en el municipio de Puerto Tejada – Cauca.

1.3.2 Objetivos específicos

- Diagnosticar el sistema de acueducto de la planta de tratamiento de agua potable Rio Palo EARPA S.A E.S.P.
- Determinar las condiciones de dosis óptima y del gradiente de velocidad adecuados para el tratamiento de agua con el coagulante obtenido de la semilla de Moringa Oleífera.
- Analizar la eficiencia del coagulante natural obtenido, en comparación con el coagulante actual, sulfato de aluminio $Al_2(SO_3)_4$.

2. CAPITULO II ZONA DE ESTUDIO

A nivel regional son cuatro los municipios (Zona sur de Puerto Tejada, Villa Rica, Guachené, y la zona rural de Caloto), que están relacionados directamente con la PTAP Río Palo, la empresa EARPA S.A, y la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios (SSPD) quien se encarga de vigilar y controlar la prestación de los servicios públicos (Alcaldía de Puerto Tejada Cauca, 2016).

2.1 Municipio de Puerto Tejada

El municipio de Puerto Tejada está ubicado en la parte noreste del departamento del Cauca, su topografía plana con pendientes entre 0 y 3%. Con localización según el IGAC "Instituto Geográfico Agustín Codazzi", de latitud norte $3^{\circ}14'1''$ y $76^{\circ}25'10''$ longitud Oeste, con una extensión total de 102 Km^2 divide entre el área urbana de $368,1 \text{ Km}^2$ y el área rural de $10.800,97 \text{ Km}^2$, su altitud en la cabecera municipal es de 968 msnm (metros sobre el nivel del mar), con una temperatura de 24°C . Localizado tal como se muestra en el Mapa 1. (Alcaldía de Puerto Tejada Cauca, 2016).

Mapa 1. Municipio de Puerto Tejada, Cauca



Fuente: Alcaldía municipio de Puerto Tejada, 2016.

- **Límites del municipio**

El Municipio de Puerto Tejada limita al Norte con los municipios de Santiago de Cali y Candelaria, al Sur con el Municipio de Caloto y Villarrica, al Occidente con Villarrica y Jamundí, al oriente con Miranda y Padilla (Alcaldía de Puerto Tejada Cauca, 2016).

2.1.1 Aspectos físicos bióticos

A partir del diagnóstico ambiental del municipio de Puerto Tejada Cauca realizado por la Corporación Autónoma Regional del Cauca se establecen aspectos de tipo físicos bióticos como (Alcaldía de Puerto Tejada Cauca, 2016):

- **Análisis Climático:** La clasificación climática se elaboró con la metodología de Thorntwaite y Caldas -Lang. Los datos se complementaron con las estadísticas del Sistema de Información Geográfica de la CRC, correspondientes a las estaciones Hacienda El Espejo e Ingenio Bengala.
- **Distribución espacial de la precipitación:** La cantidad de lluvia promedio es baja teniendo en cuenta los promedios anuales de precipitación de 1.417.8 mm. Y 1396.5 mm registrados en las estaciones, su distribución es irregular de tal forma que los caudales disminuyen considerablemente en épocas de verano, en donde el número de días lluviosos en el año es inferior al 50% y el número de días con lluvias iguales o mayores de 10 mm. No alcanzan a llegar al 20%, trayendo consigo problemas en la población como: la proliferación de enfermedades epidemiológicas, la afectación de las labores agrícolas; incrementando el deterioro en la calidad de vida de los habitantes del municipio.
- **Distribución espacial y temporal de la temperatura:** Los meses con mayor promedio son Julio y agosto con 23.7°C y los más fríos octubre y noviembre con 23.4°C y 23.2°C; El municipio de Puerto Tejada tiene un

clima cálido seco, debido a que soplan vientos secos, ocasionando altas evaporaciones.

- **Humedad relativa:** El valor máximo de humedad relativa se presenta en el mes de noviembre con 81.9% y el valor mínimo es de 76.7 % en el mes de agosto. Los datos no muestran grandes fluctuaciones durante el año, la humedad relativa promedio al año es de 79.2%.
- **Hidrografía:** La cuenca principal la constituye el río Cauca, que está conformada en su margen derecha por la desembocadura y la parte baja de dos subcuencas que son: El río Desbaratado que nace en la cordillera Central, en las lagunas la Sonora y la Soledad con una longitud de 53Km; y el río Palo, que nace en la cordillera Central en el Nevado del Huila.
- **Cobertura vegetal:** La cobertura vegetal del municipio de Puerto Tejada se divide en dos componentes: área cultivada y los relictos de bosque. Los tipos de cultivo identificados son: caña de azúcar, pastos, cultivos permanentes (cacao, cítricos y caña) y cultivos transitorios (maíz, plátano, soya, sorgo, etc.)

2.1.2 Aspectos socioeconómicos

- **Población**

La población total es de 45.840 habitantes según proyecciones estadísticas del DANE. Ilustrado en la siguiente tabla.

Tabla 1. Población de Puerto Tejada, Cauca

MUNICIPIO	POBLACIÓN TOTAL	ZONA URBANA	ZONA RURAL	HOMBRES	MUJERES
PUERTO TEJADA	45.840	40.458 88.26%	5.382 11.74%	21.681 48.3%	24.158 51.7%

Fuente: Proyección DANE, 2016.

Puerto Tejada es el cuarto municipio más poblado del Departamento después de Popayán, Santander de Quilichao y Bolívar, presenta una alta tasa de crecimiento de la población de 4.28% anual, dada por corrientes migratorias del Oriente del País, redes familiares extensas del Pacífico, desplazamiento económico, es decir por expectativa de mejores ingresos, y desplazamiento forzado por el conflicto armado, el 22% de los habitantes de Puerto Tejada proceden generalmente de otras zonas del País: Departamento de Nariño, el Litoral Pacífico especialmente Caucaño y otras zonas rurales del Cauca (Alcaldía de Puerto Tejada Cauca, 2016).

- **Actividades económicas**

En el municipio una de las actividades más destacable ha sido, la agrícola por su gran variedad de productos cultivados como Pan coger, frutales, productos transitorios y un alto sector de cacao. Actualmente esta actividad gira en torno al monocultivo de la caña de azúcar que ocupa por lo menos el 90% del área; Y en donde también predomina el sector industrial en tres zonas francas permanentes especiales, consolidadas en 19 empresas en el parque industrial y 10 empresas dispersas en el sector urbano (Alcaldía de Puerto Tejada Cauca, 2016).

2.2 Municipio de Villa Rica

La cabecera municipal de Villa Rica tiene coordenadas geográficas: Norte (x): 842,500 – Sur (y): 1068,500. Dista de 112Km² de Popayán y a 36 Km² de

la capital vallecaucana (Ver Mapa 2). Limita al Norte con el departamento del Valle del Cauca, al Sur con los municipios de Santander de Quilichao y Caloto, al Occidente con el departamento del Valle del Cauca y al Oriente con los municipios de Puerto Tejada y Caloto. Se encuentra a una altura de 982 (msnm) metros sobre el nivel del mar, tiene una temperatura promedio de 23°C y una extensión de 74,3 Km². (Alcaldía de Villa Rica Cauca, 2016).

Mapa 2. Municipio de Villa Rica



Fuente: Alcaldía municipio de Villa Rica, 2016.

Tabla 2. Características del Municipio de Villa Rica, Cauca.

ASPECTO	CONCEPTO
Relieve	Sus tierras corresponden al piso térmico cálido.
Precipitación media	Es de 1.850 mm por año. Con lluvias altas en los meses de Octubre, diciembre y Marzo y un periodo seco en los meses de Junio, Julio y Agosto.
Fuente hídricas	El río Cauca es la corriente principal, el río Palo, y las quebradas más importantes son “la quebrada”, “la vieja”, “el tiple “tabla”, “saladillo” y “potoco”.
Cobertura vegetal	Es inexistente, debido al cultivo de la caña de azúcar y en menor proporción pastizales.
Población	Tiene una población de 15.175 habitantes. Zona urbana 11.128 y zona rural 4.047.
Economía	Gira alrededor de la industria de la caña de azúcar, el trabajo asalariado, el jornaleo, el trabajo informal y la economía del “rebusque”.

Fuente: Plan de desarrollo municipal – Villa Rica 2002 – 2015.

2.3 Municipio de Guachené

El Municipio de Guachené está localizado en la zona tórrida al pie de la falda de la cordillera central de los andes en el Norte del Departamento del Cauca (Ver Mapa 3). A una distancia aproximada de 89 Km^2 de la ciudad de Popayán y a 30 Km^2 de Santiago de Cali, sus coordenadas son 3° 07' 58,67" Latitud Norte y 76° 23' 35,03" Latitud Oeste (Alcaldía de Guachene Cauca, 2016).



Fuente: Alcaldía municipio de Guachené, 2016.

Tabla 3. Características del Municipio de Guachené, Cauca.

ASPECTO	CONCEPTO
Temperatura	La temperatura promedio entre 17 °C y 24°C. Y corresponde a los grandes paisajes fisiográficos de planicie aluvial de terrazas altas y piedemonte.
Precipitación	Se presentan dos períodos lluviosos y dos períodos secos: los meses de enero, febrero, marzo, y abril en el primer semestre; y, octubre, noviembre y diciembre en el segundo semestre.
Hidrografía	La Cuenca Hidrográfica Alto Cauca y las subcuencas de los ríos Palo y La Paila. Integrada por numerosos ríos, quebradas y zanjones, como: La Tabla, La Honda, y La Bodega.
Población	Total: 19.815. Zona urbana: 5.067 - Zona Rural 14.748. Hombres: 9.970 Mujeres: 9.845.
Economía	Se identifican cinco subsistemas productivos: el Industrial-empresarial en la zona plana; el comercial y de servicios; la economía rural (mayormente ubicado en la zona de montaña); la minería y el de servicios ambientales.

Fuente: Plan de desarrollo municipal Guachené 2016 – 2019.

2.4 Municipio de Caloto

El municipio de Caloto se encuentra ubicado en la provincia Norte del Departamento del Cauca al sur – occidente del país; con una extensión de 269 Km², dista de 81 Km de la ciudad de Popayán y a 43 Km de la ciudad de Cali. Su cabecera Municipal está localizada según los datos del Instituto Geográfico Agustín Codazzi entre los 30°01 latitud norte 76°25 longitud oeste del meridiano de Greenwich. Limitando al Norte con los municipios de Villa Rica, Puerto Tejada y Guachené. Al Sur con Santander de Quilichao y Jámalo. Al Occidente con Santander de Quilichao y Villa Rica. Y al Oriente con Corinto y Toribio. Ubicación ilustrada en el siguiente Mapa. (Caloto, 2016 – 2019).

Mapa 4. Municipio de Caloto



Fuente: Alcaldía de Caloto, 2016.

Tabla 4. Características del Municipio de Caloto, Cauca.

ASPECTO	CONCEPTO
Topografía	Se ubica sobre las estribaciones de la Cordillera Central y la Depresión Cauca – Patía. En la Cordillera Central se encuentra la falla de Moras de Dirección norte sur y el sistema de Fallas de Romeral de norte a este.
Población	Total, habitantes: 25.242, divididos así: Cabecera municipal: 5881. Zona campesina: 1847. Resguardo López Adentro: 1994. Resguardo de Toéz: 628. Resguardo Huellas: 7.293. Corregimientos: 6.078.

Fuente: Plan de desarrollo municipal 2016 – 2019.

2.5 Empresa de acueducto y alcantarillado EARPA S.A. E.S.P.

La prestación del servicio de acueducto para los municipios de Caloto, Guachené, Puerto Tejada y Villa Rica, está a cargo de la EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DEL RIO PALO SOCIEDAD POR ACCIONES E.S.P. EN LIQUIDACIÓN (en adelante EARPA S.A. E.S.P.) registrada mediante escritura pública No. 1362 de la Notaria Única de Santander de Quilichao el 30 de septiembre de 1991, como sociedad anónima de clase oficial, hasta la fecha (Superintendencia delegada para acueducto, alcantarillado y aseo, 2017).

Las instalaciones de la empresa se encuentran ubicadas en el municipio de Villa Rica, donde se gestionan todo lo relacionado con la parte administrativa y demás agregados. Su estructura orgánica está conformada por la Asamblea General de Accionistas, junta directiva y la gerencia en el pico de la jerarquía, donde se desprende el área administrativa, el área operativa y la oficina comercial.

2.5.1 Datos generales del prestador

En la tabla 5, se presentan los datos generales del prestador con base en la última actualización en el RUPS (Superintendencia delegada para acueducto, alcantarillado y aseo, 2017).

Tabla 5. Datos generales del prestador.

ID. Prestador	125	
Razón social	Empresa de Acueducto y Alcantarillado del Rio Palo Sociedad por Acciones E.S.P. En Liquidación	
Sigla	EARPA S.A. E.S.P	
Tipo de sociedad	Sociedad Anónima Oficial	
NIT	800155877-1	
Estado del prestador	En liquidación	
Fecha de inicio del nuevo Estado	24 de septiembre de 2008	
Fecha de constitución	30/09/1991	
Inicio de operaciones	01/10/1991	
Servicios prestados	Acueducto y alcantarillado	
Inscripción en RUPS	09 de febrero de 2006	
Clasificación	Más de 2.500 Suscritores	
Representante legal	Xiomara Cardona Álvarez	
Cargo Representante Legal	Gerente Liquidadora	
Fecha de Posesión Representante Legal	01/09/2016	
Última actualización de RUPS	16/11/2011 – Rad. No. 201111125233172	Pendiente de Revisión- 27/02/2017 Rad No. 20172125256744

Fuente: Evaluación integral de prestadores empresa EARPA S.A. E.S.P, 2017

2.5.2 Suscriptores en cada municipio de la empresa EARPA S.A. E.S.P

El catastro de usuarios del servicio de acueducto prestado por EARPA S.A. E.S.P, corresponde a los usuarios de los municipios de Caloto (zona rural), Guachené, Puerto Tejada (barrios del sur), Villa Rica, y las veredas (Las Brisas, Los Bancos, Perico Negro y Quintero) (Superintendencia delegada para acueducto, alcantarillado y aseo, 2017).

La información suministrada por parte de la empresa sobre los suscriptores al servicio se encuentra desactualizada, solamente se tuvo acceso a la información registrada a corte del mes de febrero del 2017. Registrados en la tabla a continuación.

Tabla 6. Usuarios empresa EARPA S.A. E.S.P.

Municipio	Ubicación	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3	Total
Barragán	Guachené	112	0	0	112
Cabaña	Guachené	276	0	0	276
Cabañita	Guachené	241	0	0	241
Cabito	Guachené	50	0	0	50
Caponera	Guachené	115	0	0	115
Guabal	Guachené	160	0	0	160
Llano de Taula	Guachené	168	0	0	168
Campo Alegre	Guachené	42	0	0	42
Obando	Guachené	271	0	0	271
San Antonio	Guachené	32	0	0	32
La Sofía	Guachené	27	0	0	27
Mingo	Guachené	98	0	0	98
Pueblo Nuevo	Guachené	48	0	0	48
Sabaneta	Guachené	116	0	0	116
Ciénaga Honda	Guachené	145	0	0	145
La Dominga	Guachené	110	0	0	110
San Jacinto	Guachené	173	0	0	173
San José	Guachené	112	0	0	112
Guachené	Guachené	446	914	0	1360
Perico Negro	Puerto Tejada	201	0	0	201
Los Bancos	Puerto Tejada	62	0	0	62
Las Brisas	Puerto Tejada	134	0	0	134
Guengüe	Puerto Tejada	27	0	0	27
Puerto Tejada (Barrios del Sur)	Puerto Tejada	102	659	750	1511
Aguazul	Villa Rica	44	0	0	44
Nuevo Horizonte	Villa Rica	72	0	0	72
Primavera	Villa Rica	150	0	0	150
Chalo	Villa Rica	144	0	0	144
Cantarito	Villa Rica	75	0	0	75
Juan Ignacio	Villa Rica	170	0	0	170
Caloto	Caloto	135	0	0	135
				Total	6381

Fuente: EARPA S.A. E.S.P, 2017.

- **Proyecciones de usuarios de EARPA S.A. E.S.P**

Tabla 7. Proyecciones de usuarios de EARPA S.A. E.S.P

AÑO	USUARIOS
2007	7064
2008	8123
2009	9302
2010	9590
2011	9933
2012	10.281
2013	10.634
2014	10.992
2015	11.356
2016	11.726
2017	12.100

Fuente: EARPA, 2018.

- **Cantidad**

Se debe tener en cuenta, la obtención del recurso suficientemente para satisfacer las demandas necesarias poblacionales, que debido a las conexiones fraudulentas alrededor de las redes de distribución que pasa por todos los municipios abastecidos, el servicio en este indicador se desempeña como regular, ya que se registran más de 10 veredas sin el servicio.

- **Continuidad**

Al no presentar tecnología para este indicador. El acueducto presta el servicio las 24 horas siempre y cuando las condiciones de verano e invierno sean las adecuadas para suministrar el servicio

2.6 Localización Planta de tratamiento de agua potable Río Palo



Fuente: Alcaldía de Caloto, 2016; Google, 2019.

La planta de tratamiento de agua potable – PTAP Río Palo, se encuentra ubicada en el municipio de Caloto en el corregimiento El Palo, captando sus aguas de la Quebrada La Ninfa, tal como se muestra en el Mapa 5 (Alcaldía municipal de Caloto, Cauca, s.f.).

La captación se realiza por una bocatoma lateral que permite la entrada del caudal por un canal de concreto rectangular, seguido el pre-tratamiento que se compone por un desarenador que lleva el agua hacia la planta donde se realiza el proceso de potabilización con un tratamiento convencional utilizando Sulfato de Aluminio como coagulante, contando con una canaleta Parshall para la medición del caudal que entra a la planta por medio de una regleta, siguiendo con cada una de las unidades se encuentran los floculadores horizontales hidráulicos, filtros de alta sedimentación, el tanque de almacenamiento y las redes de distribución.

En los siguientes capítulos se hará la completa descripción de la operación y las unidades de la planta de tratamiento.

3. CAPITULO III REFERENTES CONCEPTUALES

3.1 ANTECEDENTES

Dentro de los avances sobre los procesos de optimización de plantas de tratamiento de agua potable, realizar un diagnóstico de su estado actual con el objeto de determinar, cuál indicador no se está cumpliendo, en calidad del efluente y afluente, se pueden identificar las falencias y prioridades del tratamiento de agua potable, posteriormente del diagnóstico, el diseño de alternativas donde se debe tener en cuenta las caracterizaciones, pruebas hidráulicas y eficiencias de las unidades, todo con el fin de mejorar la PTAP (Sanchez, 2011).

Existen diferentes investigaciones en el mundo que han realizado estudios sobre la Moringa como coagulante natural; esta ha sido tan eficiente, que se registró en Thyolo, en el sur de Malawi en 1993, la construcción de una central depuradora de agua con un sistema modelo para el pueblo, los resultados obtenidos durante las pruebas usando semillas de moringa fueron eficientes, como los obtenidos con químicos comerciales, que se necesitan entre 50 – 150 mg de semillas trituradas para un litro de agua (Moringa Oleífera, 2017).

En 2007, buscando la validez de un método alternativo de bajo costo que pueda contribuir a mejorar la calidad de agua, mediante las propiedades coagulantes de las proteínas contenidas en la semilla de *Moringa oleífera* en el municipio de Moroceli – Honduras, con muestras de agua del río Neteapa, como resultado obtuvieron que la semilla de *Moringa oleífera* puede ser utilizada en el agua destinada a consumo de hogares, en zonas que representan problemas de turbidez, por su aplicación eficiente, sencilla, y de bajo costo (Nuñez, 2007).

Recientemente en Perú, en el año 2012, estudios realizados por la Universidad Nacional de Ingeniería en el uso del extracto de la semilla *Moringa oleífera* como coagulante natural primario y ayudante de coagulación en el tratamiento de agua para consumo humano, demuestran el alto poder coagulante que remueve la turbiedad a valores aceptables por la normatividad nacional, como

también demostró su poder bactericida reduciendo la cantidad de coliformes totales (Aldana, 2012).

En Cuba los estudios realizados están relacionados con la obtención de un producto coagulante a partir de las semillas de *Moringa Oleífera* Lam, tropicalizada profundizando en los efectos producidos en la calidad del agua específicamente en la dureza total y alcalinidad, como también la obtención de la dosis optima y tiempo de agitación rápida para la reducción de turbidez, color, demanda química de oxígeno, el producto coagulante cumple con las características de sustituir el Sulfato de Aluminio, utilizado tradicionalmente en el país y proponer la tecnología para obtener dicho el coagulante a nivel de planta (Rodriguez S. , 2012).

También diversos países de América Latina (Venezuela, Brasil, México) a través de sus investigaciones confirman la potencialidad de la semilla de *Moringa Oleífera* como coagulante natural del agua, un claro ejemplo de esto es el Congreso Nacional de Biotecnología y Bioingeniería, realizado en Acapulco, México (Aldana, 2012).

A nivel nacional los estudios realizados para el tratamiento de agua potable, han sido diversos; la Universidad Libre de Bogotá, en 2012, ha sido gran precursora en la investigación de la alternativa natural, con un proyecto de grado titulado “Evaluación de la semilla de *Moringa oleífera* como coagulante natural para el tratamiento de aguas en el departamento del meta” en las aguas del rio Guatiquia, como resultado la disminución de la turbidez en un (91.04%) donde el (70%) era Sulfato de Aluminio y el (30%) de *Moringa Oleífera* cada uno con una concentración de 10000ppm y 20000ppm respectivamente, con una dosis de 6 mL a un pH de 8, indicando que la coagulación es más eficiente se da en medios alcalinos, siendo más efectiva usada como complemento del alumbre (EMPEN, 2013).

En el río Sinú departamento de Córdoba, en el 2014, utilizaron tres tipos de extractos coagulantes naturales de *Hylocereus triangularis*, *Guazuma ulmifolia* y *Moringa oleífera*, al ensayar con dosis de 60 mg/L no obtuvieron una actividad coagulante representativa, recomendando así dosis entre 10 a 40 mg/L para niveles de turbidez inicial del agua cruda del río Sinú de 50 a 300 UNT. No se presentaron variaciones significativas del pH y la alcalinidad; caso contrario a lo encontrado para el sulfato de aluminio; El extracto de semilla de *Moringa* mostró los mejores resultados alcanzando hasta 4 UNT de turbidez residual con dosis óptima y altos niveles de turbidez inicial del agua cruda del río Sinú, seguida del extracto de Cactus y por último de la corteza de *Moringa*, aunque se recomienda complementar los procesos de coagulación – floculación – sedimentación con los demás procesos básicos de potabilización de agua para aumentar la remoción de turbidez y contaminantes asociados, y así producir aguas tratadas con características aptas para el consumo humano (Pedroza, 2012).

Las revisiones bibliográficas también han servido para analizar la información y corroborar sobre el desempeño de diferentes agentes de origen natural en el proceso de coagulación-floculación, en el 2015, todos los extractos de origen natural, ensayados y reportados en la revisión son eficientes en la remoción de turbidez del agua, comparados en algunos casos con el sulfato de férrico o aluminio. La adición de coagulantes naturales reduce significativamente la dosis de productos químicos; la actividad coagulante de las semillas de *Moringa* es comparable con la obtenida por el uso de sulfato de aluminio, por no alterar las propiedades del agua tratada, recomendables para poblaciones rurales como un sustituto eficaz, barato y sin riesgos para la salud para la población consumidora (Marrugo, 2014).

Como también estudios realizados en la ciudad de Pasto – Colombia en el 2016, mediante la evaluación de la eficiencia de semillas de *Moringa oleífera* lam, como coagulante natural en tres fases: La primera evaluó cuatro extractos de *Moringa oleífera* lam, determinando que el mejor método es realizar la extracción en solución salina con un ($p < 0,05$); en la segunda fase se evaluó

mediante un diseño factorial, la eficiencia de las semillas de Moringa oleífera lam como coagulante, los factores óptimos para una remoción del 97 % fueron: dosis de 274,9 mg/L de extracto coagulante y 7,1 de pH con una confianza de 95%; en la última fase se realizó la comparación de la acción coagulante entre la Moringa oleífera lam y dos coagulantes sintéticos demostrando que el extracto es un coagulante eficiente ya que presenta remociones comparativas con el Sulfato de Aluminio (Jaramillo, 2015).

3.2 BASES TEÓRICAS

El agua

El agua está conformada principalmente por moles de átomos de hidrogeno y oxígeno en una relación de 2:1 (H₂O), donde existen pocas probabilidades de encontrarla en su estado puro en la naturaleza debido a factores de origen natural y antropogénico que alteran sus condiciones y propiedades. Entre las propiedades que alteran la calidad del agua se la turbiedad, es una de es de ellas, siendo esta la dispersión en todas las direcciones de luz que pasa por ella, en la sustancia liquididad, desarrollándose como uno de los ejes centrales en el desarrollo de este trabajo (Gomez, 2016).

- Calidad del agua

Debido a la gran cantidad de riesgos que representa el consumo de agua potable, para suplir las necesidades básicas del hombre, es necesario establecer mediante estándares que ayuden a verificar cada uno de los parámetros para que el servicio sea potable y pueda llegar hasta todos los usuarios. El agua para consumo humano no podrá sobrepasar los valores máximos aceptables, de acuerdo a la Resolución 2115 de 2007, de la siguiente tabla 8 (Romero, 2005.).

Tabla 8. Valores admisibles para las características físicas del agua

CARACTERISTICAS FISICAS	EXPRESADAS COMO	Resolución 2125 de 22 Junio del 2007.	Normas oficiales para la calidad del agua (NTC 813).
pH	Unidades de pH	6,5 – 9,0	6,5 – 9,0
Color aparente	Unidades de Platino Cobalto (UPC)	15	15
Olor y Sabor	Aceptable o no Aceptable	Aceptable	Aceptable
Turbiedad	Unidades Nefelometrías de turbiedad (UNT)	2	2

Fuente: Resolución 2115, 2007.

- *Conductividad.* El valor máximo aceptable para la conductividad puede ser hasta 1000 microsiemens/cm.
- *Potencial de hidrógeno.* El valor para el potencial de hidrógeno pH del agua para consumo humano, deberá estar comprendido entre 6,5 y 9,0.
-

Plantas de tratamiento de agua potable – PTAP

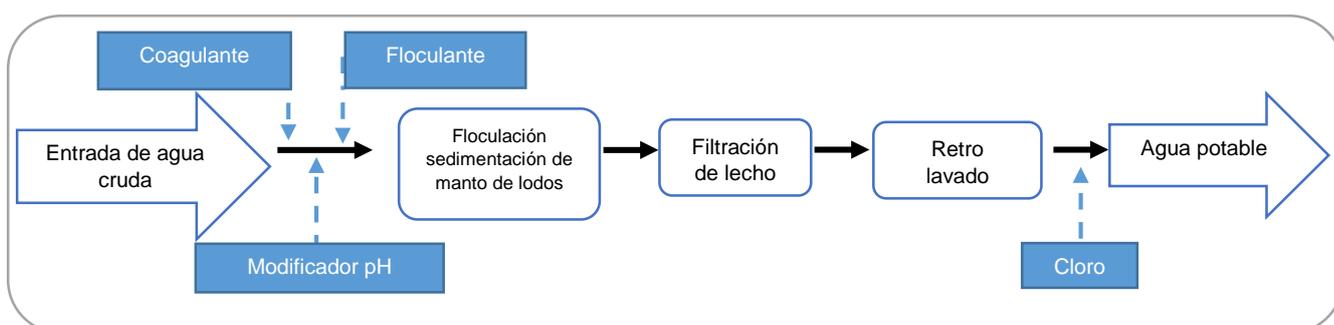
Es el conjunto de estructuras donde se llevan a cabo operaciones y procesos unitarios, con el objetivo de remover sustancias indeseables que garanticen el consumo al agua potable. El sistema de abastecimiento se compone básicamente, por la bocatoma, que permite la captación de agua cruda proveniente de la fuente; la aducción que permite el transporte de agua cruda entre la bocatoma, el desarenador, la planta de tratamiento de agua potable (PTAP) y finalmente la conducción que corresponde al transporte y distribución del agua tratada (potable) (Ministerio de la protección social, ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial, 2007).

- **Plantas de tratamiento convencionales**

Las plantas de tratamiento de agua potable con sistema convencional, Ilustración 1, son aquellas que captan el agua cruda desde una fuente superficial que de manera general consiste en un proceso físico-químico convencional, el cual se enfoca en la remoción de sólidos suspendidos y algunos coloides presentes en el agua cruda y una desinfección que garantice eliminación de material patógeno; este tipo de sistemas es capaz de sortear altas variaciones y baja calidad en la fuente de suministro que alimenta el sistema (Ruiz, 2013).

Son ideales para poblaciones medianas y grandes, que brindan la posibilidad de obtener agua según lo estipula la resolución 2115 de 2007 cumpliendo con las condiciones de normatividad vigente (Ruiz, 2013).

Ilustración 1. Esquema general de un sistema convencional en una PTAP



Parámetros de diseños de una PTAP

Los parámetros de diseño de una planta de tratamiento se rigen a partir del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000 Título C, lo cual debe cumplir con lo estipulado en el mismo en base a la experiencia y conocimiento por parte de autores a nivel nacional e internacional, donde se permite tener una garantía sobre la construcción, evaluación de dichas estructuras avalando que cumplen con los parámetros de calidad de agua exigidos.

- **Proyección de la demanda**

Con el fin de cumplir con lo descrito en la Guía RAS 2000 – Título B, B2. “Demanda del agua”, se establece la cantidad de agua demandada por los suscriptores/población del municipio abastecido por la empresa prestadora; teniendo en cuenta los aparatos de medición calibrados a la salida de la planta de tratamiento y a la entrada de cada uno de los sectores hidráulicos en que se haya dividido la red, con datos de consumo confiables que hayan sido verificados de acuerdo con el número de suscriptores y unas dotaciones normales, y un índice de agua no contabilizada (IANC) por debajo del 20% en la zona donde se requiera medir la demanda (Plan de potabilización, s.f.).

- **Proyección de Suscriptores**

Cuando la empresa prestadora del servicio, no cuenta con registros confiables que permitan el conteo histórico de la demanda de agua en el municipio, se debe realizar una proyección de los suscriptores conectados al sistema de acueducto. Teniendo en cuenta los siguientes puntos:

- La persona prestadora del servicio debe mantener actualizado el catastro de suscriptores del servicio.
- El crecimiento de los suscriptores de otros servicios públicos tales como energía y telefonía fija.
- La meta de crecimiento de suscriptores del sistema de agua, de la empresa de servicios públicos, teniendo en cuenta sus proyecciones de inversión.
- Utilizando métodos para la proyección de los suscriptores tales como: los aritméticos y geométricos.

- **Cálculo según nivel de complejidad del sistema**

La obtención de la dotación neta mínima y máxima se determina a partir de los datos de la Tabla 11. Así, con base en la población del municipio, se asigna el nivel de complejidad correspondiente. Establecidos en la siguiente tabla.

Tabla 9.Asignación del nivel de complejidad.

Nivel de complejidad	Población	Capacidad económica de los usuarios
Bajo	MENOR A 2.500	BAJA
Medio	2.501 A 12.500	BAJA
Medio alto	12.501 A 60.000	MEDIA
Alto	> 60.000	ALTA

Fuente: RAS 2000 – Título A, Tabla A.3.1.

• **Dotación neta**

El valor de la dotación corresponde a la cantidad mínima de agua necesaria para lograr cubrir todas las necesidades básicas de un suscriptor/habitante sin tener en cuenta las perdidas en el sistema.

- **Dotación neta por habitante**

Corresponde a la proyección de la población, la dotación neta por habitante es función del nivel de complejidad del sistema y sus valores máximos se deben establecer en la siguiente tabla:

Tabla 10.Dotación por habitante según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta (L/hab.día) climas templado y frio	Dotación neta (L/hab.día) clima cálido
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

Fuente: RAS 2000 – Título B: tabla B.2.

- **Periodo de diseño**

Para el caso de las obras de captación de agua superficial, los periodos máximos de diseño que se deben utilizar, se especifican en la siguiente tabla:

Tabla 11. Periodo de diseño de la captación de agua superficial

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño
Bajo	15 años
Medio	20 años
Medio alto	25 años
Alto	30 años

Fuente: RAS 2000 – Título A: Tabla A.11.1.3

- **Nivel de pérdidas**

Las pérdidas de agua en el sistema de acueducto corresponden a la diferencia entre el volumen de agua tratada y medida a la salida de las plantas potabilizadoras y el volumen de agua entregado a la población y que ha sido medido en las acometidas domiciliarias del municipio.

- **Pérdidas en la aducción (agua cruda):** Las pérdidas máximas permitidas por la norma RAS-2000 para la tubería de aducción son de 5%.
- **Necesidades de la planta de tratamiento PTAP:** El caudal máximo permitido por la norma RAS-2000 con el fin de atender las necesidades de lavado de la planta de tratamiento debe estar entre 3%-5% del caudal medio diario.
- **Pérdidas en la conducción (agua tratada):** Las pérdidas en la conducción hacen referencia a las pérdidas que se presentan en la tubería que comprende desde la salida de la PTAP antes de iniciar la red de distribución. Para esta tubería la norma RAS-2000 establece un valor máximo de 5% de caudal medio diario.
- **Pérdidas técnicas del sistema de acueducto:** Como lo establece la guía RAS-001, el porcentaje de pérdidas técnicas no debe superar el 25% para un nivel de complejidad medio-alto y de 30% para un nivel de complejidad medio.

- **Dotación bruta**

Corresponde a la cantidad máxima de agua para satisfacer las necesidades básicas de cada habitante, teniendo en cuenta para su cálculo el porcentaje de pérdidas que ocurren en el sistema de acueducto, independiente del nivel de complejidad, se debe calcular a partir de la siguiente ecuación.

Dotación bruta **Ecuación 1.**

$$D_{Bruta} = \frac{D_{neta}}{(1 - \%P)}$$

Dónde:

D_{Bruta} : Dotación bruta

D_{neta} : Dotación neta

%P: pérdidas técnicas máximas admisibles

Las pérdidas técnicas corresponden la diferencia entre el volumen de agua tratada y medida a la salida de la planta potabilizadora y el volumen entregado a la población medido en las acometidas domiciliarias del municipio. Los municipios que no cuenten con registros sobre pérdidas de agua en el sistema de acueducto la RAS 2000 establece el porcentaje admisible que dependerán del nivel de complejidad del sistema (Viceministerio de Agua y Saneamiento Básico, 2010).

Tabla 12. Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas

Nivel de complejidad del sistema	Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas para el cálculo de la dotación bruta.
Bajo	40
Medio	30
Medio Alto	25
Alto	20

Fuente: RAS – Título B: tabla B.2.4

En la resolución 2320 de 2009, esta tabla fue revocada y se establece que El porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles en la ecuación anterior no deberá superar el 25%, con los valores de la dotación neta y el porcentaje de pérdidas técnicas admisibles en el sistema, se definen los parámetros de diseño de las estructuras de abastecimiento del sistema. Estimando el IDEAM en Colombia (Viceministerio de Agua y Saneamiento Básico, 2010), el consumo básico de acuerdo con la condición económica un equivalente a 110 L/hab.día,

Considerándose como un consumo alto en comparación con los valores establecido por la Organización Mundial de la Salud OMS, en donde se establece un valor de 100 L/hab.día.

- **Proyección de la demanda de agua**

La persona prestadora del servicio de acueducto para llevar a cabo la proyección de la demanda de agua, en el municipio o en parte de éste debe contar con datos de demanda de los últimos 10 años con una frecuencia bimestral. Con esta información se debe hacer un análisis estadístico detallado con el fin de encontrar la curva que mejor ajuste el crecimiento de la demanda de agua en ese período.

- **Demanda de agua por suscriptores**

- **Caudal medio diario Q_{md}**

El caudal medio diario, corresponde al promedio de los consumos diarios de caudal en un período de un año, proyectado al horizonte de diseño. Utilizando la siguiente ecuación.

Caudal medio diario

Ecuación 2.

$$Q_{md} = \frac{P * d_{bruta}}{86400}$$

Donde:

Q_{md} : Caudal medio diario

d_{bruta} : Dotación bruta

- Caudal máximo diario QMD

El caudal máximo diario, corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas a lo largo de un período de un año. A partir de la siguiente ecuación:

Caudal máximo diario Ecuación 3.

$$QMD = Qmd * K_1$$

Donde:

QMD : Caudal máximo diario

Qmd : Caudal medio diario

K_1 = Coeficiente de consumo máximo diario

Tabla 13. Coeficiente consumo máximo diario K_1

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de consumo máximo diario K_1
Bajo	1,3
Medio	1,3
Medio alto	1,2
Alto	1,2

Fuente: RAS – Título A: numeral 4.4.1

- Caudal máximo horario QMH

El caudal máximo diario, corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un periodo de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. En base a la siguiente ecuación:

Caudal máximo horario Ecuación 4.

$$QMH = QMD * K_2$$

Donde:

QMH : Caudal máximo horario

QMD : Caudal máximo diario

K_2 : Coeficiente de consumo máximo horario

El coeficiente de consumo máximo horario puede calcularse, para el caso de ampliaciones o extensiones de sistemas de acueducto, como la relación entre el caudal máximo horario QMH , y el caudal máximo diario QMD , registrados durante un período mínimo de un año, sin incluir los días en que ocurran fallas relevantes en el servicio. Como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 14. Coeficiente de consumo máximo horario K₂

Nivel de complejidad del sistema	Red de distribución menor	Red secundaria	Red matriz
Bajo	1,6	-	-
Medio	1,6	1,5	-
Medio alto	1,5	1,45	1,4
Alto	1,5	1,45	1,4

Fuente: RAS 2000 – Título A, numeral 4.4.2

- **Fuentes de abastecimiento de agua**

Al seleccionar la fuente de abastecimiento de agua para un sistema de acueducto ya sea superficial, subterránea o de aguas lluvias, se debe aplicar a los cuatro niveles de complejidad del sistema, como también los requisitos mínimos de cantidad, calidad del agua, localización, la ocurrencia de eventos de sequía y aquella que permita la construcción de una captación económica, segura, confiable y características de acceso, operación y mantenimiento fácil (Lux, 2010).

- **Calidad del agua de la fuente**

La caracterización de la fuente permite identificar el tipo de tratamiento necesario y los parámetros de interés en periodo seco y de lluvia, cumpliendo con los criterios de calidad para consumo humano según el Decreto 2105 de 1983 de la Republica de Colombia, y los requisitos para el análisis de laboratorio, muestreo de acuerdo a NTC-ISO 5667 (Lux, 2010).

Se establece la clasificación de los niveles de calidad de las fuentes de abastecimiento citados en la guía RAS 2000 –Título B, de acuerdo a un plan de muestreo y caracterización de la fuente de abastecimiento en función de unos parámetros mínimos de análisis físico-químicos y microbiológicos, el grado de tratamiento asociado, el sitio de captación y sobre los afluentes cercanos ubicados aguas arriba.

- Muestreo

Los programas de muestreo dependen del nivel de complejidad del sistema, realizándose bajo la norma NTC ISO 5667 – 2. Dependiendo el tipo de fuente, se deberá seguir la respectiva normatividad (Arboleda, 1974).

Tabla 15. Normas técnicas de muestreo

Tipo de fuente	Norma técnica
Lagos naturales y artificiales	NTC ISO 5667 – 4
Ríos y corrientes	NTC ISO 5667 – 6
Agua marina	NTC ISO 5667 – 9

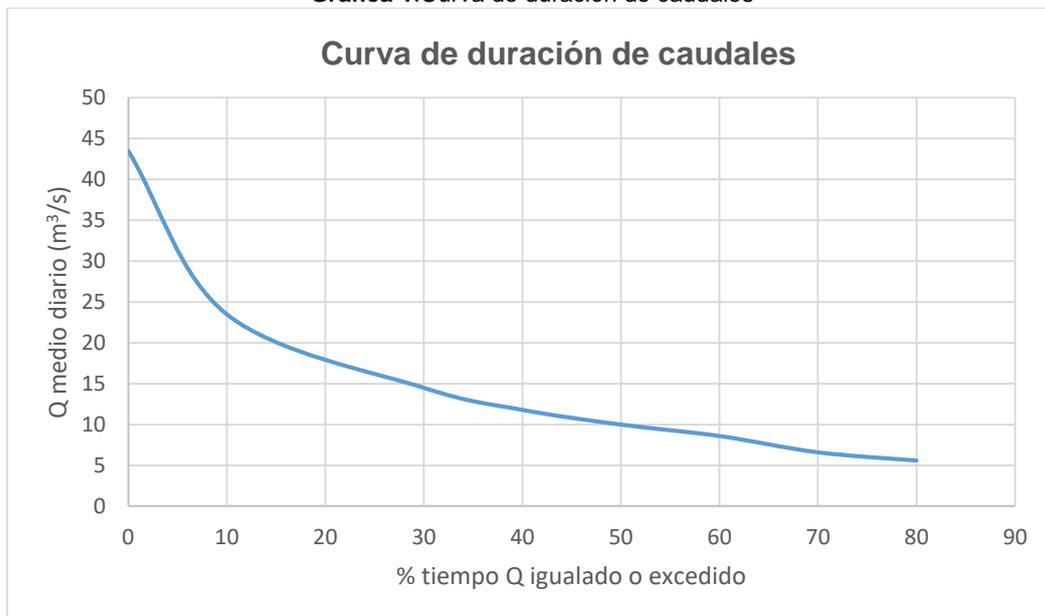
Fuente: RAS 2000 – Título B, tabla B.3.3.

De igual manera siempre se debe cumplir con lo establecido en la norma técnica NTC ISO 5667 – 3 para la conservación de las muestras. Ilustrado en la tabla anterior.

- Cantidad y caudal mínimo

La curva de duración, grafica 1, se establece que el caudal correspondiente al 95% del tiempo de excedencia de caudales diarios, Q_{95} debe ser superior a dos veces el caudal medio diario si la captación se realiza por gravedad o si el sistema de acueducto incluye sistemas de almacenamiento, o superior a dos veces el caudal máximo horario si la captación se realiza por bombeo (Lux, 2010).

Grafica 1. Curva de duración de caudales



Fuente: López, C. – 2 Ed., 2003

- Caudal mínimo aguas abajo

Se debe garantizar el caudal mínimo aguas abajo de la captación superficial, para el desarrollo de concesiones otorgadas por la autoridad ambiental de otros proyectos. El caudal mínimo lo determinara la entidad responsable de la regulación y utilización de los recursos hídricos de la región (Arboleda, 1974).

Las mediciones directas en las corrientes superficiales, se pueden dar a partir de métodos que proporcionan características de acuerdo a la corriente de la fuente, entre los más utilizados, se pueden citar:

- **Canaleta Parshall**

Siendo idealizado por el ingeniero del servicio de irrigación del Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Ralph L. Parshall; el canal Parshall o medidor Parshall es una estructura hidráulica de régimen crítico, que permite medir la cantidad de agua que pasa por una sección de un canal determinado (Lux, 2010).

La fabricación de estas estructuras está dada por diferentes materiales, desde láminas de metal o madera hasta fibra de vidrio o a su vez construirse directamente sobre el terreno en ladrillo y bloques de concreto. Tal como se establece en la siguiente Imagen.

Imagen 1. Canaleta Parshall en funcionamiento

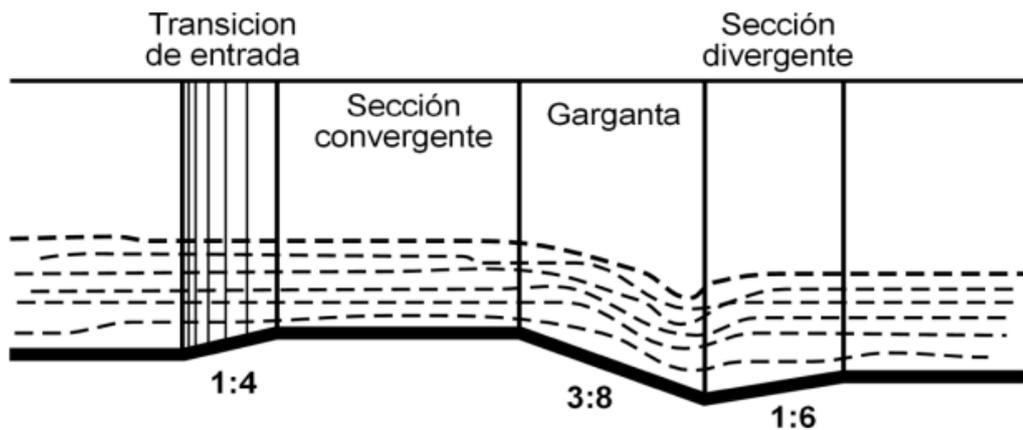


Fuente: M. Agustín. Lux. 2010.

El flujo a través del medidor puede ser en descarga libre o en descarga sumergida. En el primer caso, la lámina vertiente es independiente de las condiciones aguas abajo del canal; mientras tanto el segundo caso se presenta cuando el nivel aguas abajo del medidor es lo suficientemente alto para afectar el flujo a través de éste (Gonzalez, 2011).

- Partes de la canaleta Parshall

Imagen 2. Partes de la canaleta Parshall – Perfil

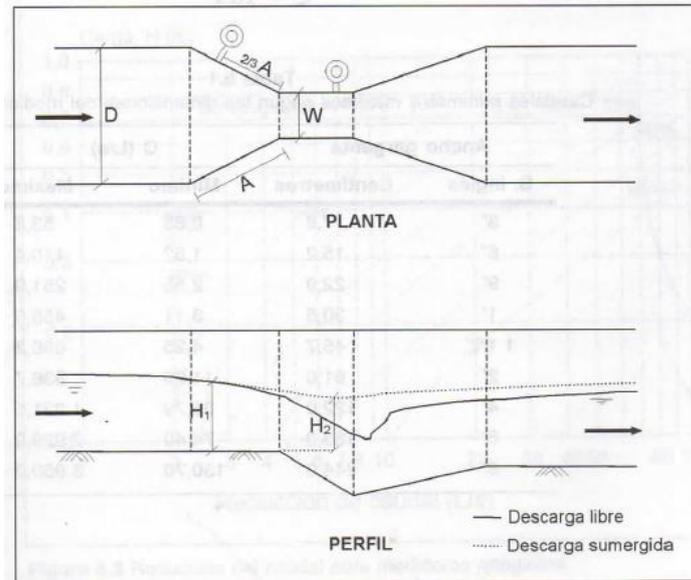


Fuente: J. M. Acevedo y Guillermo Acosta. Manual de hidráulica, pág. 477.

- En la sección convergente, el fondo es horizontal y el ancho va disminuyendo.
- En la garganta el piso vuelve a bajar con una pendiente de 3:8 (3 vertical y 8 horizontal).
- En la sección divergente el piso sube nuevamente con pendiente de 1:6 (1 vertical y 6 horizontal).

En la imagen 3, Las dimensiones del medidor son dadas en función del ancho de la garganta y se encuentran tabuladas en la mayor parte de los libros y manuales de hidráulica.

Imagen 3. Medidor Parshall en descarga libre y sumergida. Planta y corte.

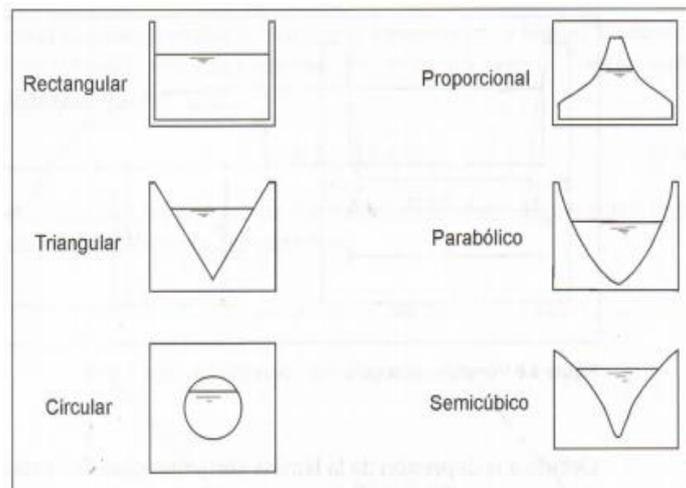


Fuente: López, C. – 2 Ed., 2003.

- **Vertederos**

Imagen 4, Son simples aberturas donde fluye un líquido. Los vertederos pueden clasificarse, según su forma, el espesor de la pared, el tipo de descarga y el número de contracciones laterales, (Gonzalez, 2011).

Imagen 4. Tipos de vertederos según su forma.



Fuente: López, C. – 2 Ed., 2003.

Los vertederos más utilizados por su facilidad de construcción y calibración son los rectangulares y los triangulares:

- Vertederos rectangulares, En general, se utilizan para caudales entre 200 y 1,600 L/s. Donde la ecuación general de calibración se deduce en $Q = 1,83 L H^{3/2}$ dónde: Q = caudal (m^3/s) L = longitud del vertedero (m) H = carga sobre la cresta del vertedero (m).

- Vertederos triangulares, Se utilizan para caudales menores de 30 L/s y cargas hidráulicas comprendidas entre 6 y 60 centímetros. Generalmente se emplean los triángulos isósceles, el más usado es el de 90°. Donde la ecuación se deduce a $Q = 1,42 H^{2,5}$ dónde: Q = caudal (m^3/s) H = carga (m).

- **Periodo de diseño**

De conformidad con la Resolución 2320 de 2009, para el caso de las obras de captación, los períodos de diseño se especifican en la tabla 16.

Tabla 16. Periodo de diseño según el nivel de complejidad del sistema para captaciones superficiales

Nivel de Complejidad del Sistema	Periodo de diseño
Bajo, Medio y Medio Alto	25 años
Alto	30 años

Fuente: RAS 2000 – Título B: tabla B.4.2

PROCESOS UNITARIOS

- Coagulación

El proceso de coagulación es la desestabilización eléctrica de las partículas coloidales que se encuentran en el agua, a través de la adicción de sustancias químicas como los coagulantes, considerándose el proceso más eficaz en cuanto al tratamiento de agua, teniendo en cuenta la evaluación de este proceso a partir de las características físicas y químicas del agua, la dosis del coagulante, la concentración del coagulante, el punto de aplicación del coagulante, la intensidad, el tiempo de mezcla, y el tipo de dispositivo de mezcla (Lux, 2010).

Según el RAS 2000, Título C, Los coagulantes que pueden emplearse son:

Los coagulantes con sales de aluminio, como el sulfato de aluminio, sulfato de aluminio amoniacal, aluminato de sodio y el policloruro de aluminio. Se recomienda el uso de este último para el tratamiento de aguas blandas y turbias, previa la ejecución de ensayos para la selección de coagulantes.

Los coagulantes con sales de hierro, como el cloruro férrico, el sulfato férrico y el sulfato ferroso. Para la dosificación en la coagulación por adsorción neutralización debe tenerse en cuenta la relación estequiometría entre la dosis del coagulante y la concentración de los coloides, ya que una sobredosis conduce a una re-estabilización de las partículas. Para aguas con bajo nivel de alcalinidad, se recomienda aumentar el pH añadiendo hidróxido de calcio (Ca(OH)_2) (Aldana, 2012). Se pueden emplear los polímeros de hierro (III) y aluminio (III) como coagulantes.

Entre los polímeros orgánicos o polielectrolitos que se pueden emplear son los polímeros naturales donde están los derivados del almidón, la celulosa y los materiales proteicos.

Para el correcto funcionamiento de la unidad de mezcla rápida, se deben verificar por lo menos ciertas condiciones en la operación de la canaleta Parshall (EMPEN, 2013):

- Verificar que el coagulante esté aplicándose uniformemente en el punto de máxima turbulencia (resalto hidráulico).
- Debe tenerse en cuenta el pH de la mezcla final de agua y el coagulante, ya que es de fundamental importancia en la formación del floc, por tanto, debe medirse.
- Debe medirse la alcalinidad del agua cruda y según los resultados del ensayo de jarras decidirse o no la adición de cal en el punto de mezcla antes de agregarse el sulfato de aluminio.
- Debe controlarse el resalto hidráulico en la canaleta a partir de la regulación del caudal.

Los parámetros involucrados en el proceso de coagulación son (Arboleda, 1974):

- **Turbiedad**, principalmente es debido a la gran presencia de partículas de arcilla y otros minerales. En el caso de turbiedades muy elevadas, se requieren dosis de coagulante relativamente pequeñas debido a las mayores posibilidades de colisión entre las partículas. Por el contrario, las turbiedades muy bajas suelen ser más difíciles de eliminar por coagulación.

La materia orgánica absorbida por las arcillas de las aguas de corrientes naturales no aumenta la demanda de coagulante. Las aguas que contienen coloides orgánicos, derivados de la contaminación por aguas residuales, son más difíciles de coagular y requieren dosis de coagulante mucho mayores.

- **pH**, es la variable independiente más importante a considerar en el proceso de coagulación de coloides, estableciéndose así una escala de pH, para un agua dada. Así que para los coagulantes metálicos (sales de aluminio) presentan su zona óptima entre 6.0 y 7.8, que hacen mínima la solubilidad de los productos de hidrólisis; como también para las sales de hierro que presentan un comportamiento similar, donde la zona del pH de coagulación puede ser más alta, en lo posible llevándose dentro de la zona óptima del pH, en caso contrario se derrochará una cierta cantidad de productos químicos y el agua tratada obtenida será de inferior calidad.

- **Color**, Algunas características de la eliminación del color por coagulación indican que el mecanismo difiere completamente del que gobierna la eliminación de la turbiedad, por lo que se considera más como una precipitación química que como una coagulación, las diferencias más esenciales son:

- Mientras que la turbiedad se elimina en un margen de pH de 6.5 a 7.5 la eliminación del color tiene que lograrse en un pH ácido, del orden de 4.0 a 6.0.

- La dosificación del coagulante depende estrechamente de la concentración inicial del color lo que contrasta con la pequeña cantidad de coagulante adicional necesaria al aumentar las concentraciones de la turbiedad.

- El potencial Z está íntimamente relacionado con la concentración del color residual.

- En el pH óptimo, el color baja proporcionalmente a medida que aumenta la dosis de coagulante.

- **Temperatura**, Respecto de la influencia de la temperatura en la coagulación se dispone de poca información experimental. Sin embargo, pueden citarse los siguientes efectos sobre la coagulación – floculación:

- A medida que la temperatura disminuye, aumenta la viscosidad del agua y, en consecuencia, la velocidad de sedimentación del flóc disminuye.

- La disminución de la temperatura reduce la velocidad de las reacciones químicas, en lo que respecta a la coagulación este efecto es demasiado pequeño para que sea significativo. Sin embargo, se ha observado que el valor óptimo del pH es función de la disminución de temperatura y este desplazamiento es tanto más importante cuanto menores son las dosis de coagulante.

- **Mezcla rápida**, son las condiciones de intensidad de agitación y tiempo de retención que debe reunir la masa de agua en el momento en que se dosifica el coagulante, la mezcla rápida puede efectuarse utilizando la turbulencia producida por dispositivos hidráulicos o mecánicos. Las características más importantes de una unidad de mezcla rápida, deben ser.

- Producir mezcla eficiente, disipando alta energía en un espacio reducido.

- No presentar espacios muertos ni cortocircuitos.

- Que el tiempo de mezcla sea igual al tiempo real necesario para que se efectúen las reacciones correspondientes.

- **Estructuras hidráulicas para producir mezclas rápidas**, Por lo general, la mezcla rápida se realiza en diferentes estructuras hidráulicas, como vertederos de variada índole (rectangular con contracciones laterales, rectangular sin contracciones laterales o triangular) o la canaleta Parshall, dependiendo del caudal a tratar.

- **Floculación**

La floculación es la aglomeración, mediante la agitación moderada del agua de las partículas que se desestabilizaron durante la coagulación, que sirve para permitir el crecimiento y aglomeración de los flócs recién formados con la finalidad de aumentar el tamaño y peso necesarios para sedimentar con facilidad.

El principal objetivo de la floculación es reunir microflócs para formar partículas con peso específico superior al del agua y compactar el flóc disminuyendo su grado de hidratación para producir baja concentración volumétrica, lo cual produce una alta eficiencia en los procesos posteriores como sedimentación y filtración.

Existen ciertos factores que influyen en el proceso de floculación (Arboleda, 1974):

- **La naturaleza del agua**

La coagulación y, por consiguiente, la floculación es extremadamente sensibles a las características fisicoquímicas del agua cruda, tales como la alcalinidad, el pH y la turbiedad. Algunos iones presentes en el agua pueden influir en el equilibrio fisicoquímico del sistema, en la generación de cadenas poliméricas de los hidróxidos que se forman o en la interacción de estos polímeros con las partículas coloidales, lo que afectará el tiempo de floculación.

- **Influencia de la variación del caudal**

Es conocido que, al variarse el caudal de operación de la planta, se modifican los tiempos de residencia y gradientes de velocidad en las unidades.

- **Tiempo de detención**

La velocidad de aglomeración de las partículas es proporcional al tiempo de detención, bajo determinadas condiciones existe un tiempo óptimo para la floculación, normalmente entre 20 y 40 minutos. Mediante ensayos de prueba de jarras, se puede determinar este tiempo.

- **Gradiente de velocidad**

Cuanto mayor es el gradiente de velocidad, más rápida es la velocidad de aglomeración de las partículas, los flócs al aumentar de tamaño crecen también las fuerzas de cizallamiento hidrodinámico, inducidas por el gradiente de velocidad crecerán hasta un tamaño máximo por encima del cual las fuerzas de cizallamiento alcanzan una intensidad que los rompe en partículas menores.

Un tipo de floculador es el de flujo horizontal tiene la ventaja de no requerir equipos, sin embargo, presenta rigidez en la operación de los gradientes. Las pérdidas en la estructura se deben en un 10% a la fricción en los canales y en un 90% al cambio en la dirección de flujo. Las recomendaciones de diseño son:

- Altura mínima de 0.90 m.
- Separación entre tabiques de 0.45 m.
- Velocidad entre 0.2 y 0.6 m/s, ya que por debajo de 0.1 m/s hay sedimentación del flóc y por encima de 0.6 m/s hay destrucción del floculo.
- El gradiente medio debe estar entre $20 - 70 s^{-1}$

Para una correcta operación de los floculadores se deben cumplir las siguientes condiciones (Gonzalez, 2011):

- Verificar diariamente que la dosificación y la mezcla rápida estén operando satisfactoriamente.
- Debe mantenerse el gradiente medio óptimo de velocidad en el floculador y realizar las mediciones de la turbiedad en el canal de entrada, antes de la canaleta Parshall, y en la salida de los módulos de sedimentación; para determinar la eficiencia de remoción.
- Verificar que las válvulas que conforman los sistemas de entrada y salida de la estructura, se encuentren en buen estado físico y de funcionamiento, realizando chequeos periódicos y operándolas adecuadamente.
- Garantizar que el tiempo de contacto en la unidad sea el suficiente, para permitir que los flócs alcancen el tamaño y peso adecuado, lo cual es función de la dosis, el gradiente de velocidad y el tiempo en concordancia con la prueba de jarras.

Prueba de jarras “Jar-test”

Este método permite la simulación del comportamiento de los coagulantes a pequeña escala, mediante un proceso a nivel de laboratorio, determinando variables físicas y químicas de la coagulación, floculación y sedimentación, tales como: selección del coagulante, pH óptimo, gradientes y tiempos de mezcla rápida y floculación, velocidad de sedimentación y eficiencia de remoción pudiendo controlar de mejor manera todo el proceso (Restrepo, 2009).

Debido a que la prueba de jarras es solo una simulación de procesos, es necesario mantener las condiciones operacionales que existen en el proceso industrial como son: gradientes hidráulicos y tiempos en la mezcla lenta y rápida. Punto de aplicación de los coagulantes, el orden y el tiempo de dosificación (Guananga, 2013).

Mezcla Rápida: Tiene como objetivo crear la turbulencia o movimiento necesario en el líquido contenido en la jarra para poner en contacto los coagulantes con las partículas del agua, para neutralizar sus cargas, desestabilizarlas y hacer que se aglomeren en un periodo de tiempo más corto. El tiempo va a depender del coagulante.

Mezcla Lenta: Generalmente en esta fase no excede los 20 minutos. Si se hace a tiempos superiores se puede crear calentamiento de la muestra originando una floculación más eficiente, pero a su vez una sedimentación pobre, ya que ocurre una liberación de gases disueltos en el agua, formando burbujas que se adhieren a los flócs y las hacen flotar.

Sedimentación: Es el proceso por el cual el sedimento en movimiento es depositado. En su mayoría la sedimentación es realizada por efecto de la gravedad y es básicamente la separación de sólidos contenidos en un líquido. Según la literatura se recomienda 30 minutos de reposo.

Coagulantes inorgánicos

Los coagulantes inorgánicos son los más utilizados para el tratamiento de aguas, que se encargan de aglomerar los sólidos en suspensión, que por lo general dependen de la calidad y característica del agua actuando de forma diferente (Granados, 2007), por lo tanto, es importante la selección del tipo de coagulante a través de trabajo a nivel de laboratorio, donde la selección primaria depende del pH del agua (Castaño, 2011).

Los coagulantes se pueden clasificar en dos grupos los Polielectrolitos o ayudantes de coagulación y los metálicos. Los primeros, con cadenas poliméricas ya formadas cuando se los agrega al agua. En los segundos, la polimerización inicia cuando se pone el coagulante en el agua, después de lo cual viene la etapa de absorción por los coloides presentes en la fase acuosa (Granados, 2007).

Coagulantes naturales

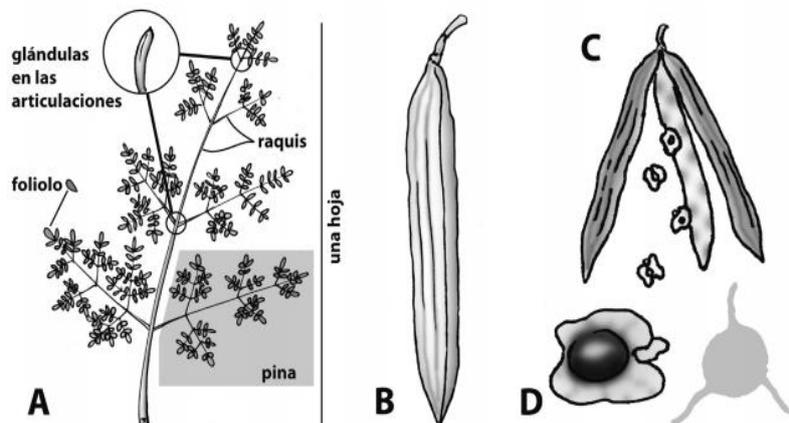
Para el tratamiento de aguas turbias, los coagulantes a base de plantas datan de varios milenios (Ortiz & Vargas, 2016), los llamados coagulantes verdes, con contenido ecológico, van desde las semillas más ampliamente conocidas de diferentes especies de plantas, hasta extractos de hueso, resina, corteza, ceniza, y exoesqueleto de los extractos de mariscos (Rivas, Menes, & Romulo).

- **Moringa Oleífera MO**

La Moringa oleífera es un árbol perteneciente a la familia Moringaceae, nativa del norte de la India y en la actualidad se cultiva en todas las regiones tropicales. Es un árbol de crecimiento muy rápido, en el primer año se puede desarrollar varios metros, hasta tres o incluso cinco en condiciones ideales de cultivo. Resistente a la sequía, aunque con tendencia a perder las hojas en periodos de estrés hídrico, se beneficia de algún riego esporádico. También se beneficia de algún pequeño aporte de fertilizante (no es un árbol fijador de nitrógeno) (Perdomo, 2018).

En la imagen 5. Se identifica la MO con sus diversos caracteres. A, hojas grandes, que pueden alcanzar unos 60 cm de longitud; están divididas en foliolos dispuestos sobre un raquis. B-D Fruto y semillas. B, fruto, una capsula ligera, leñosa y seca, que en madures mide de 10 a 30 cm; C, el fruto se abre en 3 partes; D, semillas de 1.5-3 cm de diámetro con centro de color café oscuro y 3 alas de color beige (Perdomo, 2018).

Imagen 5. Árbol y semilla de MO



Fuente: Olson M., 2011.

- **Utilización de la semilla de Moringa Oleífera en tratamientos de aguas**

La necesidad de buscar agua para beber, llevo a descubrir y utilizar en China por mujeres de escasos recursos, cierta clase de semilla que tenía la propiedad de arrastrar la suciedad del agua hasta el fondo de la vasija, donde también el lodo no volvía a la superficie, dejando el agua limpia y clara (Perdomo, 2018).

Las semillas de Moringa Oleífera son un floculante natural que actúa capturando partículas en suspensión en el agua y provocando que estas se agreguen entre sí y se precipiten al fondo (Perdomo, 2018).

Dentro del análisis químico de las semillas de MO presentan polielectrolitos catiónicos, proteínas, calcio, vitamina A, 17 tipos de aminoácidos que actúan como agentes coagulantes activo se encuentra los aminoácidos polares hidrófilos (Acido glutámico, acido aspártico, arginina, histidina y lisina), que actúan en forma de cadenas polipeptídicas solubles, que permiten el contacto con las partículas coloidales presentes en el agua turbia como también el ácido oleico, acido palmítico, ácido behémico, carbohidratos y fibra. La torta después de la extracción de grasas y aceites contiene 58.9% de proteína (Aldana, 2012).

3.3 BASES LEGALES

De acuerdo a las leyes, decretos, resoluciones y documentos que la normatividad ambiental hace mención, es importante destacar algunas disposiciones en relación a la calidad del agua potable. Establecido en la siguiente tabla 17.

Tabla 17.Marco normativo ambiental

NORMA	DESCRIPCIÓN	ENTIDAD
Decreto 1575 de 2007	Se establece el Sistema para la Protección y Control de la Calidad del Agua para Consumo Humano.	Ministerio de Protección social - Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible
Resolución 2115 de 2007	Por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano.	Ministerio de Protección social - Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible
Reglamento del sector agua potable y saneamiento básico RAS 2000, Título C	Establece los tipos de desinfección, estudios previos sobre productos químicos, y condiciones óptimas de operación.	Ministerio de Vivienda
Normas oficiales para la calidad del agua colombiana, NTC 813.	Establecer los requisitos físicos, químicos y microbiológicos que debe cumplir el agua potable.	Los comités Técnicos del ICONTEC

Fuente: Autores, 2018

4 CAPITULO IV METODOLOGÍA

De acuerdo al presente trabajo de tipo experimental cuantitativo, que tiene como objetivo determinar la dosis optima del coagulante, pH, tiempo, velocidad de agitación, sobre la turbiedad y el color de las muestras de agua del Río Palo, con el fin de evaluar la efectividad de la Moringa Oleífera como coadyuvante natural junto a mezclas de Sulfato de Aluminio $Al_2(SO_4)_3$, en el proceso de coagulación – floculación del agua.

4.1 Fase I: Diagnostico

Se realizó un diagnóstico de las condiciones actuales que presenta la planta de tratamiento de agua potable realizando visitas técnicas a la PTAP, especificadas en las siguientes actividades:

Actividad 1

Identificar y describir cada una de las unidades de tratamiento, para la posterior medición realizando un reporte del funcionamiento de las mismas y del material que se encuentran construidas.

- **Recursos necesarios**
 - Material topográfico
 - Cámara
 - GPS
 - Listas de chequeo

Actividad 2

Análisis técnico del diseño de la planta para la realización de los planos y cada una de los esquemas de las unidades.

- **Recursos necesarios**
 - Delineante
 - Topógrafo
 - Programa de diseño asistido AutoCAD

Actividad 3

En base a lo establecido por el RAS 2000 título C, se verifico los parámetros de diseño de los procesos de tratamiento (gradiente de velocidad, remoción materia suspendida, resaltos hidráulicos, mezcladores hidráulicos, tiempos de contacto y velocidades, entre otros). Se encuentren en los rangos establecidos por dicha guía.

- **Recursos necesarios**

- Guía RAS – 2000 Titulo C.

Actividad 4

La verificación de la capacidad hidráulica de los actuales diseños de la PTAP

- **Recursos necesarios**

- Métodos de crecimiento aritmético, geométrico, wappus y exponencial.
- Información de censos del DANE
- Información de usuarios de la empresa prestadora del servicio.

Actividad 5

Se elaboró una alternativa de optimización, que se ajuste al análisis realizado de las unidades evaluadas de la PTAP.

- **Recursos necesarios**

- Material bibliográfico

4.2 Fase II: Toma de muestras

Se realizó la recolección de la toma de muestras In Situ (entrada de la PTAP), y al terminar el proceso de floculación con el fin de determinar las condiciones iniciales logrando garantizar una representatividad de las muestras recolectadas.

Se tomó en base a los objetivos planteados de la investigación los parámetros de color, pH, temperatura, turbiedad. Los anteriores precedentes como índices de calidad de agua y como variables de control de la investigación.

La realización de esta etapa se desarrolló por medio de los métodos planteados en la tabla 18.

Tabla 18. Parámetros a evaluar y métodos

Parámetro	Unidad	Método
Color	Unidades de Platino Cobalto UPC	Medidor Multiparametrico HANNA HI9828
pH	Unidades de pH	pH-metro Multiparametrico HANNA
Temperatura	°C	Medidor Multiparametrico HANNA
Turbiedad	NTU	USEPA 180.1 Turbidimetro portátil 2100P a

Fuente: Autores, 2018.

La obtención, manipulación y transporte de las muestras se llevó a cabo cumpliendo los requerimientos, instrucciones y cuidados establecidos según el manual de instrucciones para la toma, preservación y transporte de muestras de agua de consumo humano para análisis de laboratorio.

4.3 Preparación del coadyuvante natural de Moringa Oleífera

Las semillas de Moringa Oleífera fueron obtenidas de forma comercial, 100% natural y trasladada al laboratorio debidamente secas, sin uniformidad de tamaño.

- Actividad 1: Extracción del polvo

Para la preparación del polvo de la semilla de MO, primeramente, las semillas fueron descascaradas de forma manual, eliminando así éste elemento el cual no es necesario durante el proceso de preparación de los coagulantes; para posteriormente con la ayuda de un molino casero pulverizar las semillas hasta obtener partículas muy finas, de aspecto bastante grasoso y de olor particular.

- Actividad 2: Extracción de grasas y aceites

La composición de la semilla de MO, tiene un alto contenido de aceite vegetal para aprovechar las proteínas de dichas semillas para hacer uso el proceso de coagulación del agua (Benitez, 2012).

El proceso de extracción de grasas y aceites, se utilizó el método de disolución en alcohol etílico, agregando 50 (*g*) *gramos* del polvo de la semilla a 200 *ml* de alcohol etílico (C₂H₆O), a través del agitador magnético a 1300 *RPM* durante 2 minutos, obteniendo una solución que posteriormente se prensó en tela muselina actuando esta como un filtro, donde se obtuvo una torta de semilla residual repitiendo el mismo procedimiento por lo menos cinco veces, para extraer la mayor cantidad de aceite. Posteriormente la torta residual se dejó secar a temperatura ambiente durante 24 horas.

- Es importante mencionar que al primer procedimiento de la torta residual secada a temperatura ambiente, solamente se logró 21 (*g*) *gramos*, perdiendo así 29 (*g*) *gramos*, esto debido a la mala técnica al depositar la torta residual de las semillas en el envase, obligando a repetir el procedimiento para completar el procedimiento.

- Posteriormente se realizó por segunda vez la extracción de las grasas y aceites del polvo de la semilla, completando así los 33 (*g*) *gramos* Teniendo un total de 54 (*g*) *gramos* de torta de semilla residual, donde solamente se utilizó 50 (*g*) *gramos*. Esto debido a que la solución madre debía estar a una concentración de 5%.

- **Actividad 3: Preparación de la solución de Moringa Oleífera**

Se planteó una solución madre de Cloruro de Sodio (NaCl). De esta forma se preparó una solución salina donde se agregó 5 Moles de Cloruro de Sodio (NaCl) (292 *g*) por litro de agua destilada, durante este procedimiento fueron mezcladas con la ayuda de un agitador magnético a 200 RPM y una plancha agitadora a máxima potencia durante 20 minutos, para asegurar una disolución completa.

Registros demuestran que la concentración 5% del coagulante natural utiliza la menor concentración de coagulante, pues esta es capaz de remover la mayor cantidad de turbidez y color debido a las concentraciones mayores revertían las cargas, lo cual llevaba a re estabilizar las partículas desestabilizadas indicando ineficiencia del coagulante (Lassos & Larrahondo, 2016). Por otra parte, Crithiane Thais Bourscheint en su estudio evidencio que el porcentaje de remoción utilizando el coagulante natural Moringa Oleífera al 5% presentaba porcentajes de remoción en un 80 al 90%, en comparación a otras concentraciones (Portal Territorial, 2010).

En el desarrollo experimental se utilizaron diversas concentraciones entre (5% - 30%). en cuanto al sulfato de aluminio tipo b, se realizó a una concentración de 1% esto debido a que son las condiciones similares que se manejan en la planta de tratamiento de agua potable. En cuanto a la dosificación de cada coagulante se tomaron valores aleatorios de referencia y se fueron variando los rangos de interés hasta que se determinaron los parámetros óptimos

- **Actividad 4: Solución patrón de Sulfato de Aluminio $Al_2(SO_4)_3$ al 1%**

Con el Sulfato de Aluminio granulado tipo B al 1% fue necesario trabajarlo así, para simular las condiciones que se manejan en la planta de tratamiento de agua potable. Siendo, una sustancia obtenida comercialmente donde se realizó una solución patrón la cual consistió en la simulación del coagulante utilizado en la PTAP, agregando 10 (g) gramos del Sulfato de Aluminio a 1 Litro de agua destilada, con ayuda del agitador magnético a 1300 RPM durante 10 minutos.

- **Actividad 5: Preparación del coadyuvante (Sulfato de Aluminio + MO)**

Es importante derivar diferentes proporciones con el coagulante utilizado en la PTAP sulfato de aluminio $Al_2(SO_4)_3$, para llegar a la simulación más real que permita establecer la eficiencia de la semilla, de la siguiente manera con la ecuación 1 (Ceron & Garzon, 2015).

Formula de concentración para el coagulante

Ecuación 5.

$$\%C = \frac{W}{V} * 100\%$$

Dónde:

%C: Concentración de la solución del coagulante natural (10 000 mg/lit <> 1%).

W: Peso del extracto de semilla de Moringa Oleífera y Sulfato de Aluminio en gramos.

V: Volumen de agua destilada en mL.

4.4 Prueba de Jarras “JAR TEST”

Los ensayos en los Jar Test permitieron una simulación de la planta de tratamiento a escala laboratorio del comportamiento del coagulante y el coadyuvante natural en el agua de la PTAP Río Palo, en los procesos de coagulación – floculación para mayor precisión y confiabilidad de los resultados.

- Actividad 1: Medición de los valores iniciales en los parámetros óptimos

Se establecieron los valores iniciales del agua de la fuente de captación.

- Recursos necesarios:

- pH-metro Multiparametrico HANNA
- Turbidímetro Standars HACH 2100P
- Color-metro Multiparametrico HANNA
- Recipiente de plástico y vidrio

- Actividad 2: Parámetros óptimos del coadyuvante

Esta actividad permitió, establecer la dosis óptima del coagulante, el gradiente, velocidad y tiempo de retención.

- Recursos necesarios:

- Equipo JAR TEST Techman
- Solución de MO AL 5%
- Sulfato de Aluminio al 1%
- Elementos de laboratorio

- Condiciones reales de la PTAP

- Mezcla rápida – 100 rpm – 1 mín.
- Mezcla lenta – 60 rpm – 10 mín.
- Sedimentación – 40 rpm – 10 mín.

Después del proceso de floculación, cada recipiente fue desmontado con cuidado particular para no agitar el floculo sedimentado.

- **Actividad 2.1 Determinación de la dosis optima**

Cada uno de los ensayos realizados se hicieron por duplicado, primeramente, eligiendo rangos aleatoriamente en la dosificación del coagulante Sulfato de Aluminio, en el coadyuvante Solución de Moringa Oleífera y en la adicción de ambos, para así con los resultados obtenidos ir empleando rangos más bajos para la determinación de la dosis óptima.

El procedimiento consistió en tomar una muestra de aproximadamente 15 L de agua cruda del canal de captación de la PTAP y determinar inicialmente los parámetros de color, pH, temperatura y turbiedad.

Se colocaba un 1 *Litro* de muestra de agua cruda en cada uno de los vasos de precipitados del equipo de jarras para así poder dar inicio a la prueba.

Para la dosificación de los tres tipos de coagulantes utilizados, a cada vaso se le agregaba de manera proporcional que fuera creciente simultáneamente. Así: 1 mg/L, 3 mg/L, 5 mg/L, 7 mg/L, 9 mg/L.

El equipo se programó para trabajar con las condiciones reales de la PTAP, es decir, que la mezcla rápida se mantendría por un (1) minuto a 100 rpm, luego se pasaba a la mezcla lenta con una velocidad de agitación a 60 rpm a 10 mín., finalmente se seguía con la etapa de sedimentación por 10 mín. a 40 rpm.

Al terminar los minutos de agitación en el equipo, se dejó sedimentar las partículas floculadas durante un tiempo de 10 mín. donde se observó la apariencia y consistencia del flóc y la velocidad de decantación.

Se tomaron muestras de 100 mL de cada vaso, para después realizarles las mediciones de cada parámetro.

Finalmente, se determinó la dosis óptima de coagulante de Sulfato de Aluminio junto al coadyuvante de la semilla de Moringa Oleífera, teniendo en cuenta aquella dosis donde los valores de color y turbidez se registrarán más bajos y se encontrarán en lo establecido en la Resolución 2115 de 2007 (Aldana, 2012)

- **Actividad 2.2 Determinación de los parámetros de floculación**

Al revisar la literatura, se encontró con el empleo del método de Villegas y Letterman (Ministerio de la protección social, 2007). Se tomó la muestra del agua de la fuente de captación para determinarles los parámetros iniciales de calidad: color, pH, turbiedad, cada una de las jarras se llenó con el volumen necesario para así dar inicio a la prueba.

Se dio inicio a la prueba con el equipo a una velocidad de rotación de 300 *rpm*.

Al agregar la dosis óptima del coagulante determinado en los anteriores ensayos, la mezcla rápida se realizó en aproximadamente 5 segundos.

Dando inicio al proceso de floculación según la metodología empleada el gradiente debe estar entre 80 y 20 s^{-1} , es por ello que se llevó a cabo a diferentes gradientes (80, 60, 50, 40, 20 s^{-1}).

Teniendo en cuenta cada uno de los gradientes se varió el tiempo de floculación (*t*) (5, 10, 15, 20, 25), al tratarse de una planta de gran capacidad.

La primera jarra se retiró a los 5 mín. se colocó el tomador de muestra y se dejó sedimentar por 10 mín. Después de 10 mín. se retiró la segunda jarra; luego de 15 mín. la tercera; y así sucesivamente hasta cumplirse los 30 mín. donde se retiró la última.

Se determinó la turbiedad residual (*T_f*) a cada muestra, calculando también la eficiencia remocional (*T_f/T_o*).

Y así se repitió la simulación del proceso de floculación incrementando el gradiente de velocidad de acuerdo con el intervalo seleccionado.

5 CAPITULO V RESULTADOS Y ANÁLISIS

5.1 Fase I Diagnostico

Durante ésta etapa se identificó las diferentes operaciones y procesos unitarios que permiten el tratamiento de potabilización del agua, reconociendo los aspectos propios de su operación, funcionamiento y materiales de construcción en la cual se logró recopilar información que permitió elaborar un diagnóstico detallado de su estado actual. La imagen 6, muestra el estado actual de la PTAP.

Imagen 6. PTAP Río Palo



Fuente: Autores, 2018.

- **Punto de captación**

La bocatoma de la empresa Centrales Eléctricas del Cauca (CEDELCA) capta por lo menos 300 L/s de agua del río Palo, y tiene una longitud 5 km a través de un canal rectangular en concreto reforzado, con una rejilla con barrotes de 1/2" dispuesta verticalmente y una caja de derivación, que entrega el caudal captado a la empresa prestadora del servicio (Ver Imagen 7).

La PTAP capta a través de la caja de derivación una capacidad de 240 L/s. El cual lleva el agua a una unidad de desarenación, que permite la eliminación de las partículas que obstruyen las unidades de tratamiento. De allí el canal de aducción que se utiliza para disminuir la energía cinética del agua entrante a la planta, para que así tenga un proceso con un flujo laminar y evite la suspensión de partículas retenidas en el mismo (Villegas & Letterman, 1976).

Desde la caja de derivación (0,8 m x 0,6 m de área mojada) por una longitud de 900 m es transportada el agua en una tubería de 24" *pulgadas* en Asbesto Cemento, con una distancia de 60 m hasta llegar a la PTAP; El canal de aducción consta de las mismas mediciones que el canal de captación.

La empresa prestadora del servicio EARPA S.A E.S.P. hace un incumplimiento al Artículo 22 de la Ley de 1994 en el requisito de permisos y concesiones para el desarrollo del objeto social, en este caso la captación de agua para tratamiento (GEOS Consulting S. A., 2008).

Imagen 7. Canal captación



Fuente: Autores, 2018.

- **Desarenadores**

Existen dos unidades desarenadoras en la planta con estructura de concreto en buen estado, no presentan problemas de fugas o fisuras. La estructura de entrada es mediante un canal con vertedero rectangular seguido de un canal secundario, el cual conduce el agua a tolvas con placas inclinadas de Asbesto Cemento de $2,40 \times 1,20 \text{ m}$ y 8 mm de espesor, inclinadas 45° en el fondo y con espacios libres de 5 cm en sentido normal a las placas.

Conformados por 12 láminas de entrada y salida con flujo horizontal, y 4 canales laterales que ayudan a acelerar el proceso de sedimentación de alta tasa y remoción de partículas sólidas. Las medidas útiles para cada uno son $10,6 \text{ m}^2$ de área y 6 m de profundidad (Ver Imagen 8).

Cada uno de los desarenadores trabaja con 20 L/s , debido a que el cierre por completo podría ocasionar taponamientos por las características del río. La unidad en general se encuentra en buenas condiciones hidráulicas y físicas. El mantenimiento periódico hace parte de las actividades rutinarias, realizando el vaciado por completo de cada unidad mediante una válvula de desagüe de diámetro 24 pulgadas y el lavado de las estructuras.

Imagen 8.Desarenador



Fuente: Autores, 2018.

- **Mezcla rápida**

Este proceso se lleva a cabo por medio de la canaleta Parshall, ilustrada en la imagen 9 donde se realiza el aforo para la medición de caudal y mezcla de coagulante, la cual tiene 1,94 m de ancho en su entrada, reduciéndose a 1,20 m generando un resalto hidráulico que tiene la función de mezclar el floculante y coagulante con el agua, para lograr una solubilización del Aluminio con la matriz (Titulo C).

Imagen 9. Canaleta Parshall – Dosificación



Fuente: Autores, 2018.

Se utiliza Sulfato de Aluminio tipo B como coagulante, el cual en la tabla 19 se presentan las características:

Tabla 19. Características del Sulfato de Aluminio

Coagulante	Sulfato de Aluminio tipo B
Formula química	$Al_2(SO_4)_3$
Composición química	Líquido
Color	Café
Densidad	1.33 a 20°C
pH al 1%	1,3
Alúmina soluble (Al_2O_3) %	7,3% mín.
Hierro soluble total (Fe_2O_3) %	0,2 máx.
Insoluble %	0,1 máx.
Granulometría	Solución al 46,6 %

Fuente: Distribuidora de Químicos Industriales S.A.

Se realiza la dosificación del coagulante de acuerdo a ensayos de jarras anteriores, cuando la turbiedad está por encima de $5,0 \text{ NTU}$; normalmente se dosifica entre 40 a 140 mg/L .

Para la medición del caudal en la canaleta se realiza por medio de una regla, que se encuentra ubicada al costado del canal, midiendo así la altura del agua sobre la cresta del vertedero; para así entonces tener un caudal aforado de 50 L/s .

Al salir el agua de la canaleta Parshall es conducida hacia los floculadores por dos canales que tienen $1,2 \text{ m}$ de ancho, $3,67 \text{ m}$ de longitud, y una velocidad constante de 1.0 m/s , realizando un recorrido que genera los microflócs.

- **Mezcla lenta**

En la PTAP la unidad de floculación consta de 2 secciones de tipo hidráulico horizontal en sentido vaivén, con dimensiones de $18,40 \text{ m}$ de largo, $2,00 \text{ m}$ de ancho, y $3,8 \text{ m}$ de profundidad. El caudal de diseño de la unidad es de 50 L/s . La unidad se encuentra en buen estado (Ver imagen 10). El lavado de las unidades de floculación se realiza cada dos meses en época de verano. En época de invierno el lavado es más frecuente, una vez al mes.

Imagen 10. Floculadores



Fuente: Autores, 2018.

- **Sedimentación**

Esta unidad cuenta con tres módulos de sedimentación de alta tasa, repartidos en dos sedimentadores en cada uno, con placas planas de Asbesto Cemento de 8 mm de espesor, 1,20 x 2,40 m de sección con láminas de alta densidad inclinada. Cada unidad tiene dimensiones de 18,40 m de longitud, 4,80 m de ancho y 4,20 m de profundidad. El caudal de trabajo para esta unidad es de 50 L/s. Tal unidad se ilustra en la siguiente imagen.

Imagen 11.Sedimentadores



Fuente: Autores, 2018.

La ventaja de los sedimentadores de alta tasa es que al tener una serie de placas planas, paralelas e inclinadas mejora el área de contacto entre el agua y el sedimentador, donde de esta forma los flóculos se quedan en las placas inclinadas y poco a poco van descendiendo por las placas. Lo que facilita la recolección de lodos (Puerta D. C., 2014).

- **Filtración**

La PTAP cuenta con seis filtros rápidos mixtos de grava, con diferentes calibres de arena y antracita que tienen orificios por los cuales se filtra el agua con flujo ascendente, cada uno con área de $5,70\text{ m} \times 3,40\text{ m}$ que es igual a $19,20\text{ m}^2$, cuenta con falsos fondos tipo filtro Leopoldo. Tal como se muestra en la siguiente imagen.

Imagen 12.Filtros de alta tasa



Fuente: Autores, 2018.

- **Desinfección**

El proceso de desinfección se realiza a través de la dosificación de cloro gaseoso en cilindros (cloro 100%). De acuerdo al Artículo 9 de la Resolución 2115 de 2007 se dosifica máximo 2 mg/L cumpliendo con las características químicas de otras sustancias utilizadas en la potabilización.

- **Tanque de almacenamiento**

El sistema cuenta con un tanque enterrado con capacidad de 2600 m^3 construido en concreto, donde no se evidencian problemas estructurales. (Ver imagen 13). Cuenta con válvulas de entrada, salida, lavado y ventanas de acceso para el mantenimiento. Su comunicación con la planta es por medio de una tubería de Asbesto Cemento de 20".

Imagen 13. Tanque de almacenamiento



Fuente: Autores, 2018.

- **Redes de Distribución**

La distribución del agua se hace por lo menos en $99,000\text{ m}$ de tuberías entre $1\frac{1}{2}$ y 20, con el 55% de tubería en Asbesto Cemento, contando con más de diez años de instaladas, la empresa EARPA S.A E.S.P no cuenta con catastro de redes.

La red principal sale desde el tanque de almacenamiento de la planta de tratamiento en diámetro de AC 20" con una longitud de $8,0\text{ Km}$ que alimentan las veredas nororientales de Caloto con un ramal de PVC de 6" y la población de Guachené. En la imagen 14 se pudo observar la Red principal de Distribución.

Imagen 14. Red principal



Fuente: Autores, 2018.

- **Laboratorio**

En la PTAP cuenta con un laboratorio, presentado en la imagen 15, para realizar el análisis físico y microbiológico al agua cruda, sedimentada y tratada, con el fin de obtener parámetros de turbiedad, potencial de hidrogeno, temperatura y color; como también los ensayos de jarras para determinar la dosis óptima a aplicar al coagulante.

Imagen 15. Laboratorio para análisis de agua



Fuente: Autores, 2018.

Para efectos sobre información más detallada de cada una de las unidades de la PTAP, se utilizó un esquema de lista de chequeo (Ver Anexo 6) que permite describir el estado, su funcionamiento y observaciones que se tuvieron en cuenta en el momento de la visita a campo.

Asociado al componente de operatividad del sistema y que técnicamente la infraestructura presenta unas condiciones adecuadas para la prestación del servicio, con optimizaciones propias de este tipo de sistemas se observa que en el momento la empresa no cuenta con personal suficiente y capacitado para poder llevar a cabo una óptima operación de cada uno de los componentes antes mencionados, así como ausencia de equipos de laboratorio, aun cuando se tienen planes y programas de operación y mantenimiento, los mismos no se llevan a cabo y la operación se rige a las necesidades inmediatas.

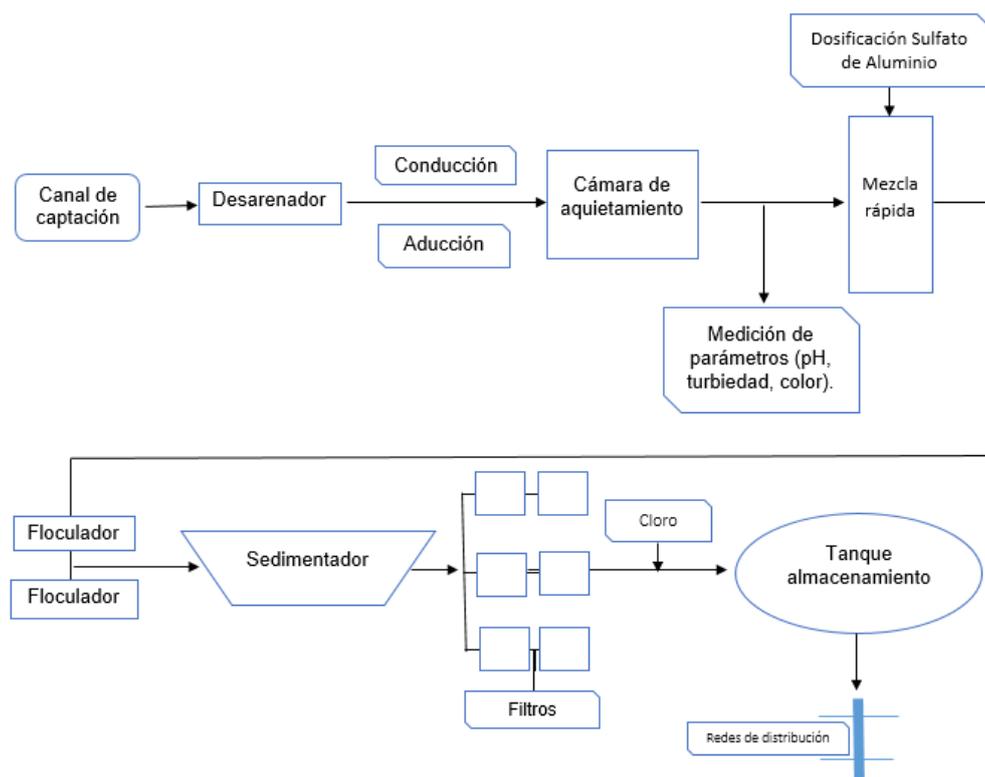
Aunque no se cuenta con información acerca de la vida útil de la red de distribución, esta se encuentra en regular estado presentando fugas frecuentes en algunas zonas, por lo que se requiere realizar acciones de inversión económica.

- **Operación Planta de tratamiento de agua potable Río Palo**

La división técnico operativa del acueducto en la planta de tratamiento realiza los procesos concernientes a la potabilización del agua, desarrollando procesos establecidos dentro de la legalidad Colombiana.

La planta de tratamiento logra una operación básica que alcanza a brindar un recurso mínimo vital para satisfacer las necesidades, realizando en sus operaciones continuamente la medición de parámetros de calidad de agua, tales como, turbiedad, pH, color, ajuste de dosificadores dependiendo del caudal y la calidad del agua, el lavado de filtros, la dosificación del cloro gaseoso, como también, la limpieza de obras, mantenimiento de zonas verdes. La ilustración 2, mostro el Esquema general de operación en una Planta de Tratamiento de Agua Potable.

Ilustración 2. Esquema operacional PTAP

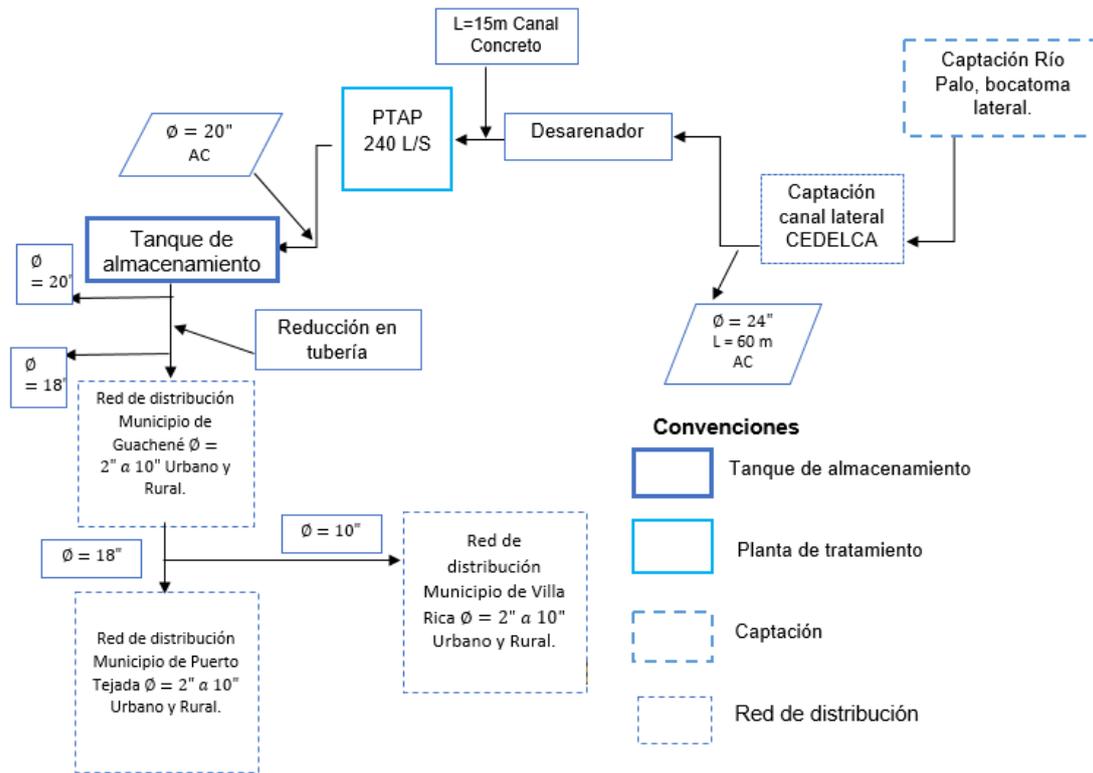


Fuente: Autores, 2018.

Sistema de abastecimiento en general

A continuación, se relaciona un resumen de la infraestructura con la que se presta el servicio de acueducto para abastecimiento hacia cada municipio, en la siguiente ilustración se presenta la topología general del sistema.

Ilustración 3. Sistema de abastecimiento



Fuente: Autores, 2019.

- **Actividad 3**

Para el desarrollo de esta actividad se tuvieron en cuenta todas las dimensiones tomadas en campo y las ecuaciones típicas de diseño de los procesos de tratamiento específicamente de la (Coagulación: mezcla rápida – Floculación: mezcla lenta), se encuentren entre los rangos establecidos por el RAS 2000 título C, y en el libro guía Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados de Ricardo Alfredo López Cualla.

- **Cálculos de los parámetros de operación de la PTAP**

Desarenador, normalmente se compone de las siguientes partes:

- Cámara de quietamiento – Zona de sedimentación
- Zona de almacenamiento de lodos – Canaleta de salida

En la Teoría de la Sedimentación, se encuentra la ecuación desarrollada por Hazen y Stokes, de donde se concluye que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de ésta.

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} * d^2 \quad \text{Ecuación 6.}$$

Donde:

V_s = Velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)

g = gravedad (cm/s²)

ρ_s = peso específico de la partícula

arena = 2,65

ρ = peso específico del fluido

agua = 1,00

μ = viscosidad cinemática (cm/s)

- **Velocidad de sedimentación (V_s)**

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} * d^2 \quad \text{Ecuación 7.}$$

$$V_s = \frac{981 \text{ cm/s}^2}{18} * \frac{(2,65 - 1,00)}{0,00960 \text{ cm/s}^2} * (0,005 \text{ cm})^2 = \mathbf{0,23 \text{ cm/s}}$$

Teniendo en cuenta, la realidad donde el flujo no se distribuye uniformemente esta debido a la limitación de las pantallas difusoras, a que las velocidades no son constantes al existir corrientes térmicas y zonas muertas (Puerta D. C., 2014).

Se adopta un factor de seguridad de acuerdo:

1. **Porcentaje de remoción de partículas** **Ecuación 8.**

$$\% \text{ remoción} = \frac{N^\circ \text{ de partículas con } V_s < V_o}{N^\circ \text{ de partículas con } V_s \geq V_o}$$

V_s = velocidad de sedimentación V_o = velocidad vertical

2. **Grado del Desarenador**

- n = 1 : deflectores deficientes o ausencia de ellos
- n = 2 : deflectores regulares
- n = 3 : deflectores buenos
- n = 5 a 8 : deflectores muy buenos
- n - > ∞ : caso teorico

Con el fin de obtener la relación θ/t o el número de Hazen que se determina por medio de la siguiente tabla:

Tabla 20. Número de Hazen (V_s/V_o)

Condiciones	Remoción (%)							
	87,5	80	75	70	65	60	55	50
n = 1	7,00	4,00	3,00	2,30	1,8	1,50	1,30	1,00
n = 3	2,75		1,66		0			0,76
n = 4	2,37		1,52					0,73
Máximo teórico	0,88		0,75					0,50

Fuente: López, R. 2003.

Para este caso se tiene que la remoción de la planta de tratamiento es del 75% y el grado del desarenador que de acuerdo a los deflectores es de $n = 1$, es decir, deflectores deficientes o ausencia de ellos. Entonces:

$$\frac{V_s}{V_o} = \frac{\theta}{t} = 3,0 \quad \text{Ecuación 9.}$$

- **Profundidad útil (H_u)**

Teniendo en cuenta que la norma establece que la profundidad útil de un desarenador debe estar entre $1,5 \text{ m} \leq H_u \leq 4,5 \text{ m}$.

Suponiendo la profundidad útil del desarenador igual a $1,5 \text{ m}$, el tiempo de sedimentación (t), que tardaría la partícula de diámetro igual a $0,05 \text{ mm}$ en llegar al fondo sería de:

$$t = \frac{H_u}{V_s} \quad \text{Ecuación 10.}$$

$$t = \frac{150 \text{ cm}}{0,23 \text{ cm/s}} = 652.2 \text{ s}$$

Y el **periodo de retención hidráulico (θ)** será de:

$$\theta = 3,0 * t \quad \text{Ecuación 11.}$$

$$\theta = 3,0 * 652 \text{ s} = 1956 \text{ s} = \mathbf{0,54 \text{ horas}} \quad (0,50 \text{ hr} \leq \theta \leq 4 \text{ hr}) \text{ Cumple}$$

El RAS 2000 título B 4.6.4, establece que el tiempo de retención de las partículas muy finas no debe ser menor de 20 min , esta unidad se ajusta a lo requerido por la normatividad.

El **volumen del tanque (V)** será, por consiguiente:

$$V = \theta * Q \quad \text{Ecuación 12.}$$

Donde:

$Q = \text{Caudal de diseño de cada modulo} - 20 \text{ L/s}$

$$V = 1956 \text{ s} * 0,02 \text{ m}^3/\text{s} = \mathbf{39,12 \text{ m}^3}$$

El **área superficial del tanque** (A_s) es:

$$A_s = \frac{V}{H_u} \quad \text{Ecuación 13.}$$

$$A_s = \frac{39,12 \text{ m}^3}{1,50 \text{ m}} = 26,08 \text{ m}^3$$

De donde las dimensiones del tanque serán para $L:B = 4:1$, cumpliendo con el rango establecido de la relación largo y ancho de un desarenador que debe estar entre 3:1 y 5:1

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} \quad \text{Ecuación 14.}$$

$$B = \sqrt{\frac{26,08 \text{ m}^3}{4}} = 2,55 \text{ m}$$

$$L = 4 * B \quad \text{Ecuación 15.}$$

$$L = 4 * 2,55 \text{ m} = 10,2 \text{ m}$$

La **carga hidráulica superficial** (q) para este tanque será de:

$$q = \frac{Q}{A_s} \quad \text{Ecuación 16.}$$

$$q = \frac{0,02 \text{ m}^3/\text{s}}{26,08 \text{ m}^2} = 0,00076687 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{s}} = 66.26 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{día}}$$

De acuerdo a la guía RAS 2000 título B, 4.6.4 en los dimensionamientos del desarenador se reglamenta que la carga superficial máxima tendrá que ser de $1000 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{día}}$ del área horizontal, lo cual, para esta unidad de la planta de tratamiento si cumple con la verificación de este parámetro siendo un valor menor, así: $66.26 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{día}} < 1000 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{día}}$.

La **velocidad de la partícula crítica** (V_o)

$$V_o = q = 0,00076687 \text{ m/s} = \mathbf{0,077 \text{ cm/s}} \quad \text{Ecuación 17.}$$

Siendo la carga hidráulica superficial numéricamente igual a la velocidad de la partícula crítica, está es la partícula más pequeña que en condiciones teóricas se puede sedimentar.

El **tamaño de la partícula crítica** (d_o)

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho_s - \rho)}} \quad \text{Ecuación 18.}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{0,077 \text{ cm/s} * 18 * 0,00960}{981 \text{ cm/s}^2 * (2,65 - 1)}} = \mathbf{0,00287 \text{ cm} \approx 0,03 \text{ mm}}$$

En cuanto a las condiciones teóricas se podrían remover partículas de $0,03 \text{ mm}$ de diámetro, pero al tener en cuenta las condiciones reales como lo son (flujo no uniforme, corrientes de densidad, cortos circuitos, zonas muertas, velocidad horizontal variable), se puede afirmar que el diámetro máximo posible para hacer removido será de $0,05 \text{ mm}$.

La **velocidad horizontal** (V_h) será:

$$V_h = \frac{Q}{B.H_u} \quad \text{Ecuación 19.}$$

$$V_h = \frac{0,02 \text{ m}^3/\text{s}}{2,55 * 1,50 \text{ m}^2} = 5,23 * 10^{-3} \text{ m/s} = \mathbf{0,523 \text{ cm/s}}$$

La **velocidad horizontal máxima** ($V_{h_{m\acute{a}x}}$) es:

$$V_{h_{m\acute{a}x}} = 20 * V_s \quad \text{Ecuación 20.}$$

$$V_{h_{m\acute{a}x}} = 20 * (0,23) = \mathbf{4,6 \text{ cm/s}}$$

Cumpliendo con $\mathbf{0,52 \text{ cm/s} < 4,6 \text{ cm/s}}$

Y la **velocidad de Re suspensión máxima** (V_r)

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} * g * (\rho_s - \rho) * d}$$

Ecuación 21.

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * 0,04}{0,03} * 981 * (2,65 - 1,00) * 0,005} = \mathbf{9,29 \text{ cm/s}}$$

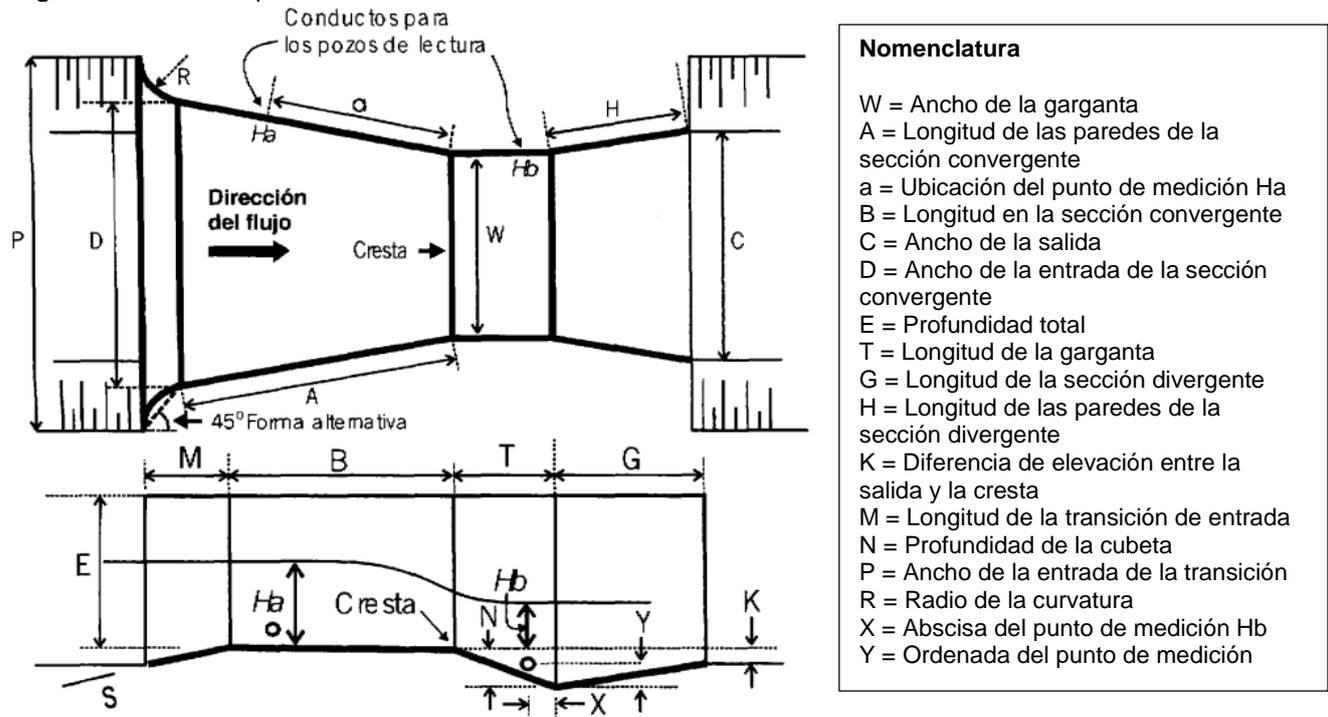
El estado en general de la PTAP es bueno de acuerdo a las inspecciones que se hicieron. Comparando así cada uno de los parámetros con la literatura establecida que permitió corroborar el buen funcionamiento operacional, sin embargo, la mayor de las dificultades es trabajar con los cambios considerables de turbiedad y color de la fuente abastecedora, que desencadenan la rápida disminución estructural de cada una de las unidades, con la consecuente necesidad de aumentar costos, procesos de operación y talento humano; viéndose principalmente afectada la población, al tener que recibir un agua altamente contaminada.

Mezcla rápida – Coagulación

- Canaleta Parshall

Para el correcto funcionamiento de la PTAP se emplea el dispositivo de *Mezcla hidráulica 'Canaleta Parshall'* como se muestra en la siguiente imagen.

Imagen 16. Estructura típica de la canaleta Parshall



Fuente: E. Pedroza. Serie autodidactica de medición, 2001.

En la canaleta Parshall al utilizarse como mezclador, el procedimiento a partir de la literatura de Acevedo Netto, se basa en estudios empíricos que determinan los diferentes límites del caudal en función del ancho de garganta de la canaleta (Pulido & Carrillo, 2016).

Para la verificación de los parámetros de diseño en el mezclador hidráulico de acuerdo al RAS 2000 título C, 4.5.1.

Definiendo el caudal de la canaleta de 50 L/s

De acuerdo al caudal, se definió el ancho de la garganta con la siguiente tabla 21.

Tabla 21. Determinación del ancho W de la Canaleta Parshall en función del caudal

Ancho de Garganta W		Caudal Q (l/s)	
pulg	cm	Mínimo	Máximo
3"	7.6	0.85	53.8
6"	15.2	1.52	110.4
9"	22.9	2.55	251.9
1'	30.5	3.11	455.6
1 $\frac{1}{2}$ '	45.7	4.25	696.2
2'	61.0	11.89	936.7
3'	91.5	17.26	1426.3
4'	122.0	36.79	1921.5
5'	152.5	62.8	2422.0
6'	183.0	74.4	2929.0
7'	213.5	115.4	3440.0
8'	244.0	130.7	3950.0
10'	305.0	200.0	5660.0

Fuente: J. NETTO. Manual de Hidráulica. Sao Pablo: Ed Edgard Blucher LTDA, 688p.

De acuerdo con la tabla 21 se seleccionó con una margen roja el ancho de la garganta W de 3" para el diseño de la canaleta Parshall y con base en este valor se hace la lectura de las dimensiones típicas para la canaleta (Ver Anexo 2). Una vez definido el ancho de la garganta a través del caudal se calculan los elementos hidráulicos de la canaleta, así:

La **altura de la lámina de agua** (h_a), se determinó con la ecuación de calibración de cuyas constantes K y n están dadas en la siguiente tabla.

Tabla 22. Coeficientes de la ecuación de calibración

W	N	K
3"	1,547	0,176
1"	1,522	0,690
4"	1,578	2,935
8"	1,606	6,101

Fuente: R. López – 2ª Edición, 2003.

$$Q = KH a^n \quad \text{Ecuación 22.}$$

De la ecuación se despejó (h_a) que se necesita en el proceso:

$$H a = \left(\frac{Q}{K}\right)^{\frac{1}{1,547}}$$

$$H a = \left(\frac{0,05 \frac{m^3}{s}}{0,176}\right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,44 \text{ m}$$

El ancho en la entrada de la canaleta (D')

Se calcula la variable (D') para determinar la velocidad en la primera sección de la canaleta, dada en la tabla de dimensiones típicas (Ver Anexo 2) que se encuentran establecidos los valores de cada una de las variables de la formula.

$$D' = \frac{2(D-W)+W}{3} \quad \text{Ecuación 23.}$$

$$D' = \frac{2(0,259 \text{ m} - 0,076 \text{ m}) + 0,076 \text{ m}}{3} = 0,147 \text{ m}$$

La velocidad en la entrada de la canaleta (V_o) en la primera sección está dada:

$$V_o = \frac{Q}{D' * H_o} \quad \text{Ecuación 24.}$$

$$V_o = \frac{0,05 \frac{m^3}{s}}{0,147 \text{ m} * 0,44 \text{ m}} = 0,77 \text{ m/s}$$

Con los resultados anteriores, se halla la **Energía en la primera sección de la canaleta** (E_o),

$$E_o = H_o + N + \left(\frac{V_o^2}{2g}\right) \quad \text{Ecuación 25.}$$

$$E_o = 0,44 \text{ m} + 0,230 \text{ m} + \left(\frac{(0,77 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}}} \right) = \mathbf{0,70 \text{ m}}$$

Para determinar las condiciones en la garganta, se halla la **velocidad del resalto** (V_1), teniendo en cuenta:

Para efectos de cálculos (Ver Anexo 1)

- Caudal específico en la garganta (q) = $0,11 \text{ m}^2/\text{s}$
- Coseno de $\alpha = \mathbf{-0,11}$
- Valor de $\alpha = 96,32 \approx 96^\circ 18' 55,14''$

$$V_1 = \frac{2\sqrt{2g * E_o}}{3} * \cos \frac{\alpha}{3} \quad \text{Ecuación 26.}$$

$$V_1 = \frac{2\sqrt{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}} * \mathbf{0,70 \text{ m}}}}{3} * \cos \frac{96^\circ 18' 55,14''}{3} = \mathbf{2,09 \text{ m/s}}$$

Al verificar el diseño de la velocidad mínima en la garganta que debe ser mayor a 2 m/s , efectuando nuestros cálculos se obtuvo que este valor no tiene mucha diferencia al contar la unidad de mezcla rápida con un $\mathbf{2,09 \text{ m/s}}$. Igualmente se pudo comprobar que la unidad de mezcla rápida funciona correctamente.

Se calcula la mayor **altura del agua** (H_1) antes del resalto hidráulico altura del agua.

$$H_1 = \frac{Q}{V_1 * W} \quad \text{Ecuación 27.}$$

$$H_1 = \frac{0,05 \text{ m}^3/\text{s}}{2,09 \text{ m/s} * 0,076 \text{ m}} = \mathbf{0,31 \text{ m}}$$

Y se determina el **número de Froude**:

$$N_f = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot H_1}} \quad \text{Ecuación 28.}$$

$$N_f = \frac{(2,09 \text{ m/s})}{\sqrt{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0,31 \text{ m}}} = 1,20$$

El número de Froude por el paso de la canaleta como mezcla rápida, debe estar en el rango de 1.7 a 2.5 o entre 4.5 a 9.0 evitando rangos entre 2.5 y 4.5; indicando así que para la unidad de mezcla rápida tiene un número de Froude de 1.20. Teniendo en cuenta la caracterización del flujo: Flujo subcrítico si $f_o < 1$, Crítico si $f_o = 1$, Supercrítico $f_o > 1$.

De acuerdo a los resultados obtenidos la canaleta Parshall, funciona a un flujo supercrítico $1,20 > 1$, lo que indica que esta clase de flujo cuenta con una velocidad mayor siendo un régimen rápido, torrencial, pero estable (Pulido & Carrillo, 2016).

La **altura después del resalto** H_2 está dado

$$H_2 = \frac{H_1 \left(\sqrt{1 + 8 \cdot N_f^2} - 1 \right)}{2} \quad \text{Ecuación 29.}$$

$$H_2 = \frac{0,31 \text{ m} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot (1,20)^2} - 1 \right)}{2} = 0,39 \text{ m}$$

La **velocidad en el resalto** (V_2)

$$V_2 = \frac{Q}{w \cdot H_2} \quad \text{Ecuación 30.}$$

$$V_2 = \frac{0,05 \text{ m}^3/\text{s}}{0,076 \text{ m} * 0,39 \text{ m}} = 1,69 \text{ m/s}$$

Altura en la sección de salida $H_3 = 0,36 \text{ m}$; Velocidad en la sección de salida $V_3 = 0,72 \text{ m/s}$. Para efectos de cálculos (Ver Memorias de Cálculos)

Perdida de carga en el resalto (h_p)

$$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 * h_1 * h_2} \quad \text{Ecuación 31.}$$

$$h_p = \frac{(0,39 \text{ m} - 0,31 \text{ m})^3}{4 * 0,31 \text{ m} * 0,39 \text{ m}} = 0,00106 \text{ m}$$

El **gradiente de velocidad (G)** será:

Para el gradiente de velocidad es necesario tener registro de algunos datos, tales como: la temperatura promedio de 23°C , peso específico γ 9783 y la viscosidad cinemática μ $9,4 \times 10^{-4}$

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * H_p}{\mu * t}} = \sqrt{\frac{9783 \text{ N/m}^2 * 0,00106 \text{ m}}{9,4 \times 10^{-4} \text{ N.s/m}^2 * 0,3 \text{ s}}} = 1918 \text{ s}^{-1} \quad \text{Ecuación 32.}$$

El gradiente de velocidad óptimo para este tipo de unidades debe ser mayor a 1000 s^{-1} , para nuestro caso el gradiente ocasiona un resalto hidráulico siendo este, importante para la optimización del mezclador hidráulico, pues muchos autores mencionan que es importante que el gradiente sea lo más alto posible y nunca inferior (Pulido & Carrillo, 2016).

Para la **sumergencia (s)** es calculada:

$$S = \frac{h_2 - N}{H_o} \quad \text{Ecuación 33.}$$

$$S = \frac{0,39 \text{ m} - 0,229 \text{ m}}{0,44 \text{ m}} = 0,37 < 0,60$$

Tabla 23. Tipo de descarga en medidores Parshall

Tamaño del medidor	Descarga libre	Ahogado
W menor de 0,30 m	S menor que 0,60	S de 0,60 a 0,95
W entre 0,30 y 2,40 m	S menor que 0,70	S de 0,70 a 0,95
W entre 2,40 y 15,00 m	S menor que 0,80	S de 0,80 a 0,95

De acuerdo a este resultado, la canaleta opera con descarga libre y no supera el 60%, es decir, trabaja en condición de descarga libre de acuerdo en los límites mostrados en la Tabla 23.

Mezcla lenta – Floculación

La unidad de floculación tiene (2) dos secciones, cada una definida por un gradiente promedio.

Primera sección

Tabla 24. Dimensiones primera sección – Floculador

Variable	Valor
Caudal (m^3/s) Q	0,05
Número de cámaras N_c	6
Separación entre bafles (m) e	0,18 m
Separación entre los tabiques y la pared (m) et	0,33 m
Altura del nivel de agua (m) d	0,80 m

Fuente: Autores, 2018.

La **distancia total recorrida por el agua** (L), con un ancho efectivo de $B = 2,00 m$, está dada por:

$$L = N_c * B \quad \text{Ecuación 34.}$$

$$L = 6 * 2,00 m = 12 m$$

En el **área transversal para los canales** (a), la separación entre los canales; $e = 0,18 m$ y una altura de lámina de agua $H = 0,80 m$.

$$a = H * e \quad \text{Ecuación 35.}$$

$$a = 0,80 * 0,18 m = 0,14 m^2$$

La **Velocidad en el canal** (V_1), es la velocidad de flujo en la sección transversal del canal:

$$V_1 = \frac{Q}{a} \quad \text{Ecuación 36.}$$

$$V_1 = \frac{0,05 m^3/s}{0,15 m^2} = 0,33 m/s$$

Teniendo en cuenta que la separación entre pared y tabique es $et = 0,33 \text{ m}$, la velocidad (v_2) en el espacio libre entre la pared y los tabiques es de:

$$V_2 = \frac{Q}{a} \quad \text{Ecuación 37.}$$

$$V_2 = \frac{0,05 \text{ m}^3/\text{s}}{0,33 * 0,80 \text{ m}} = \mathbf{0,19 \text{ m/s}}$$

El volumen de la sección del floculador (V):

$$V = a * L \quad \text{Ecuación 38.}$$

$$V = 0,15 \text{ m}^2 * 12 \text{ m} = \mathbf{1,8 \text{ m}^3}$$

Tiempo de retención (t_1):

$$t_1 = \frac{V}{Q} \quad \text{Ecuación 39.}$$

$$t_1 = \frac{1,8 \text{ m}^3}{0,05 \text{ m}^3/\text{s}} = \mathbf{36 \text{ s} \approx 0,6 \text{ mín.}}$$

La **pérdida de fricción** en el tanque (h_f), está dada según la fórmula de maning:

$$h_f = \frac{(n * V_1)^2 * L}{R^{4/3}} \quad \text{Ecuación 40.}$$

$$h_f = \frac{(0,013 * 0,33 \text{ m/s})^2 * (6 * (2,00 - 0,33))}{\left(\frac{0,14 \text{ m}^2}{0,18 \text{ m} + 2 * 0,80 \text{ m}}\right)^{4/3}} = \mathbf{0,0055 \text{ m}}$$

Segunda sección, realizando de nuevo los cálculos para la segunda sección, tenemos, en la siguiente tabla.

Tabla 25. Cálculos segunda sección – Floculador

Variable	Valor
L	12,0 m
a	0,19 m ²
V_1	0,26 m ²
V_2	0,19 m/s
V	2,30 m ³
t_2	0,77 mín.
h_f	0,0033 m

Fuente: Autores, 2018.

Para efectos de cálculos (Ver Anexo 1).

- La **pérdida adicional** (h), será:

$$h = \frac{3 \cdot N_t \cdot V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 41.}$$

$$h = \frac{3 \cdot 12 \cdot (0,19 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,0662 \text{ m}$$

- La **pérdida total** (H) en el floculador:

$$H = \sum h_f + h \quad \text{Ecuación 42.}$$

$$H = 0,0088 \text{ m} + 0,0662 \text{ m} = 0,075$$

- El **tiempo de retención** (t) total:

$$t = t_1 + t_2 \quad \text{Ecuación 43.}$$

$$t = 4,03 \text{ min} + 4,03 \text{ min} = 8,06 \text{ min}$$

La verificación de este parámetro en la unidad en comparación con la guía RAS 2000 – Título C, 5.5.1.1. No cumple con lo establecido debido a que el tiempo de detención se encuentra por debajo a lo requerido siendo mínimo un tiempo de 20 minutos, es decir que es un tiempo corto donde permanece el agua en la unidad de floculación y desenfrena ciertas dificultades operacionales en la planta, aunque dicha falla no se observa y no ocasiona problemas en la actualidad con el funcionamiento de la planta.

El **gradiente de velocidad** (G) para el floculador:

$$G = \sqrt{\frac{g*H}{V*t}}$$

Ecuación 44.

$$G = \sqrt{\frac{9,81 \frac{m}{s^2} * 0,075 m}{9,56x10^{-7}m^2/s * 82,0 s}} = 40 s^{-1}$$

El gradiente de velocidad para esta unidad de la planta Cumple, teniendo en cuenta el requerimiento según la guía RAS – Título C 5.5.1, donde el gradiente medio de velocidad debe estar entre: $20 s^{-1}$ y $70 s^{-1}$. Con el valor en que la unidad trabaja siendo de $40 s^{-1}$, indica que la unidad de floculación utiliza la energía promedio para realizar la mezcla, evidenciándose así el correcto funcionamiento de la unidad en la planta.

Actividad 4

Con el fin de conocer la cantidad de agua demandada por la población de cada municipio, dicho valor se determina con base en procedimiento descrito en la Guía RAS – 2000 “Definición del nivel de complejidad y evaluación de la población, la dotación y la demanda del agua”

- Nivel de complejidad

El nivel de complejidad se define de acuerdo al número de usuarios en este caso proyectado para el periodo de diseño, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica requerida para adelantar el proyecto (Ver Tabla 10) del presente documento, se encuentran los rangos de asignación del nivel de complejidad, que, de acuerdo a las proyecciones de usuarios realizadas, corresponden a un nivel **MEDIO ALTO**.

- Periodo de diseño

De acuerdo a la guía RAS, el periodo de diseño para todos los componentes de los sistemas de acueducto a nivel de complejidad MEDIO ALTO es de **25 años**. En la tabla 11, se establece el periodo de diseño según el nivel de complejidad.

- Proyección de usuarios

En el cálculo de la proyección se utilizó el método lineal, geométrico, wappus, de acuerdo con las metodologías presentadas en la guía RAS 2000 – título B, Tabla B.2.1. Como también un análisis de sensibilidad, el cual consiste en “calcular las tasas de crecimiento entre el último censo y cada uno de los censos posteriores al censo inicial y hacer la proyección de población para ellas” (Pulido & Carrillo, 2016).

- **Método aritmético**

(Ver tabla 26). Supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. Los usuarios proyectados para el año 2018, se determina el incremento anual de población (K), con la siguiente Ecuación.

$$K = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \quad \text{Ecuación 44.}$$

En donde: K = pendiente de la recta

P_{uc} = población de último censo

T_{uc} = año del último censo

P_{ci} = población del censo inicial

T_{ci} = año del censo inicial

$$K = \frac{12100 - 7064}{2017 - 2007} = 503,6$$

Por tanto, la ecuación para calcular los usuarios proyectados será:

$$U_f = P_{uc} + K (T_f - T_{uc}) \quad \text{Ecuación 45.}$$

En donde: U_f = usuarios proyectados

T_f = año de la proyección

$$U_{2018} = 12100 + 503.6 * (2018 - 2017) = \mathbf{12604 \text{ Usuarios}}$$

Para la continuación de los cálculos (Ver Anexos 3).

Tabla 26. Estimación de usuarios – método aritmético

P_{ci}	k	2018	2023	2028	2033	2038	2043
2007	503,6	12604	15122	17640	20158	22675	25194
2009	349,8	12450	14199	15948	17697	19446	21195
2011	270,9	12370	13726	15080	16434	17789	19144
2013	366,5	12466	14299	16132	17964	19797	21629
2015	372,0	12472	14332	16192	18052	19912	21772
Promedio	372,6	12472	14336	16198	18061	19924	21787

Fuente: Autores, 2019.

- **Método geométrico**

Es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un considerable desarrollo, con grandes áreas de expansión para ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades en un futuro.

Se determina la tasa de crecimiento anual (r):

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)^{\left(\frac{1}{T_{uc}-T_{ci}}\right)} - 1 \quad \text{Ecuación 46.}$$

$$r = \left(\frac{12100}{7064}\right)^{\left(\frac{1}{2017-2007}\right)} - 1 = \mathbf{0,0553}$$

La ecuación para los usuarios proyectados que se emplea es:

$$U_f = P_{uc} * (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad \text{Ecuación 47.}$$

$$U_{2018} = 12,100 * (1 + 0,0553)^{2018-2017} = \mathbf{12769 \text{ Usuarios}}$$

Para la continuación de los cálculos (Ver Anexos 3). En la siguiente tabla se registró la estimación de usuarios, por el método geométrico.

Tabla 27. Estimación de usuarios – método geométrico

<i>Pci</i>	<i>r</i>	2018	2023	2028	2033	2038	2043
2007	0,0553	12769	16712	21873	28629	37470	49041
2009	0,0334	12504	14737	17368	20468	24123	28429
2011	0,0334	12504	14737	17368	20468	24123	28429
2013	0,0328	12496	14685	17256	20279	23830	28003
2015	0,0322	12489	14634	17146	20091	23541	27583
Promedio	0,0374	12552	15101	18202	21987	26617	32297

Fuente: Autores, 2019.

- **Método Wappus**

La tasa de crecimiento se calcula a partir de la expresión:

$$i = \frac{200*(P_{uc}-P_{ci})}{(T_{uc}-T_{ci})*(P_{uc}-P_{ci})} \quad \text{Ecuación 48.}$$

$$i = \frac{200 * (12,100 - 7064)}{(2017 - 2007) * (12100 + 7064)} = 5,2557$$

La proyección de usuarios es la siguiente:

$$U_f = P_{ci} \left[\frac{200+i*(T_f-T_{ci})}{200-i*(T_f-T_{ci})} \right] \quad \text{Ecuación 49.}$$

$$U_{2018} = 12,100 \left[\frac{200 + 5,2557 * (2018 - 2017)}{200 - 5,2557 * (2018 - 2017)} \right] = 12753 \text{ usuarios}$$

Para la continuación de los cálculos (Ver Anexos 3). La siguiente tabla mostro la estimación de usuarios por método Wappus.

Tabla 28. Estimación de usuarios – método Wappus

<i>Pci</i>	<i>i</i>	2018	2023	2028	2033	2038	2043
2007	5,2557	21940	29612	41523	64184	115257	395485
2009	3,2684	12510	14821	17680	21307	26064	35894
2011	3,2784	12508	14798	17608	21138	25707	38534
2013	3,2243	12499	14722	17450	20755	24993	40049
2015	3,1718	12490	14656	11356	20430	24397	41576
Promedio	3,6397	14389	17722	21123	29563	43284	110308

Fuente: Autores, 2019.

Proyección final

Para la proyección final, se tuvieron en cuenta los resultados finales de los métodos aplicados de las proyecciones para cada año. Establecidos en la tabla 29.

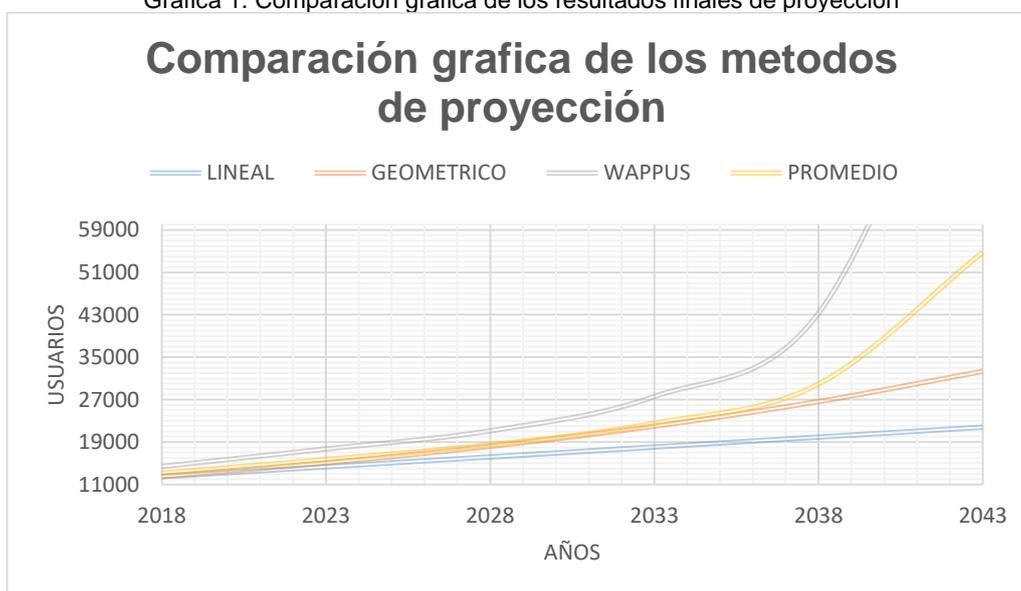
Para la selección de la población de diseño, se escoge la del promedio lineal de todos los métodos, dado que todas las proyecciones se ajustan en general a la tendencia de crecimiento histórico.

Tabla 29. Resumen de estimación de usuarios por diferentes métodos

Periodo de diseño	25 Años				
Año	Método Aritmético	Método Geométrico	Método Wappus	Usuarios Promedio	Desviación
2018	12472	12552	14389	13138	1084
2023	14336	15101	17722	15720	1776
2028	16198	18202	21123	18508	2477
2033	18061	21987	29563	23204	5847
2038	19924	26617	43284	29942	12030
2043	21787	32297	110308	54797	48360

Fuente: Autores, 2019.

Gráfica 1. Comparación gráfica de los resultados finales de proyección



Fuente: Autores, 2019.

En la gráfica 1, se muestra cada uno de los métodos de proyección de usuarios en el crecimiento de la demanda de agua a la expectativa promedio de crecimiento de la población y los criterios técnicos estipulados en la Norma RAS 2000 (dotaciones y pérdidas), con el fin de evaluar el panorama de la situación actual, con base, a la luz de las normas colombianas aplicables y en función a los resultados presentar alternativas para el suministro de agua que minimicen los costos y aseguren el cubrimiento de la demanda en forma sostenible para abastecer la población actual y futura de cada uno de los municipios.

- **Análisis del caudal de diseño**

- ***Nivel de complejidad***

El nivel de complejidad para el diseño del proyecto, de acuerdo al estudio de usuarios y la proyección de usuarios realizada para el año 2043, se determinó que la empresa prestadora del servicio EARPA S.A E.S.P contará con **54797 usuarios** suscriptos en los municipios donde se presta el servicio, lo cual indica un nivel de complejidad **Medio Alto**.

- ***Periodo de diseño***

Se confirma que el periodo de diseño será de 25 años.

- **Dotación neta máxima**

Según la guía RAS – Título B, 2.5.1 la dotación neta por suscriptores según el nivel de complejidad del sistema expresado en la tabla 9 del presente documento, es de $16.2 m^3/sus * mes$, para el nivel de complejidad medio alto, lo cual no es posible escogerlo para realizar el diseño del acueducto, al no contar con información del comportamiento de los usuarios en cuanto a la cultura de consumo, la falta de registros y control, ni tampoco de micro medidores en los municipios que se evidencia el consumo. De acuerdo a esto, los suscriptores a la empresa prestadora del servicio están acostumbrados a consumir sin control; esto quizás uno de los principales problemas para la empresa en cuanto a déficit financiero que presenta.

Dentro del actual diseño se plantea, trabajar con la dotación neta por habitante en función del nivel de complejidad del sistema, de acuerdo a sus valores máximos establecidos (Ver Tabla 12).

La dotación neta por habitante admitida para satisfacer las necesidades básicas depende de la temperatura, los municipios abastecidos por el sistema en promedio se encuentra localizado a una altura media de 968 msnm, teniendo así una connotación de clima cálido, por tanto la dotación neta por habitante sugerida es de 135 *L/hab.* día*.

- **Pérdidas técnicas en el sistema**

Al no tener información suministrada por la empresa prestadora del servicio, sobre pérdidas de agua en el sistema de acueducto desde la planta de tratamiento, incluidos los consumos requeridos para las operaciones en la red de distribución, conexiones fraudulentas, los suscriptores que se encuentran por fuera de la base de datos de facturación y poca precisión en los caudales medidos.

Cumpliendo así con la Resolución 2320 de 2009, donde el porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles no deberá superar el 25%.

- **Dotación bruta**

De acuerdo a la ecuación (1) la siguiente expresión está dada, así:

$$d_{bruta} = \frac{135 \text{ L/hab. día}}{1 - 25\%} = 180 \text{ L/hab. día}$$

- **Caudal de diseño**

- **Caudal medio diario Q_{md}**

Siguiendo la ecuación (2) del caudal medio diario:

$$Q_{md} = \frac{54797 * 180 \text{ L/hab. día}}{86400} = 114,2 \text{ L/s}$$

- **Coeficiente de consumo máximo diario K_1**

Está dado por la (tabla 15) escogiendo el coeficiente K_1 de 1,20, por su nivel de complejidad.

- **Caudal máximo diario QMD**

Reemplazando para la ecuación (4):

$$QMD = 114,2 \text{ L/s} * 1,20 = 137 \text{ L/s}$$

- **Coeficiente de consumo máximo horario K_2**

Según la guía RAS 2000 – Título B 2.8.2.3, para acueductos nuevos el coeficiente de consumo máximo horario K_2 debe estar comprendido entre 1.3 y 1.7. Adoptando un valor para el diseño actual de 1.5; reemplazando en la ecuación del caudal máximo horario QMH , así:

$$QMH = 137 \text{ L/s} * 1,5 = 205,5 \text{ L/s}$$

Es importante mencionar que la curva de variación horaria de demanda, no se realizó al no contar con datos de consumo; al acueducto abastecer entre 20.000 y 60.000 suscriptores, los incendios que ocurran en zonas residenciales densamente pobladas o zonas con edificios multifamiliares, comerciales e industriales deben ser servidos por (3) tres hidrantes, bajo uso simultáneo, cada uno de ellos con un caudal mínimo de 5 L/s. Los incendios en las zonas residenciales unifamiliares deben ser servidos por (1) un solo hidrante con un caudal mínimo de 5 L/s. RAS 2000 – Título B. 2.9.2

Observando el resultado que arrojo el sistema para la dotación bruta que es de 180 L/hab.* día, lo cual sería la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades de un usuario y teniendo en cuenta la dotación neta mínima según el RAS en su tabla B.2.2 (ver tabla 12) que para el nivel bajo de complejidad es de 135 L/hab. día se asumió realizar una rebaja en la dotación la periódicamente en lapsos de 5 años, suponiendo que los usuarios entienden la necesidad del buen manejo del agua.

- **Necesidades de la planta de tratamiento**

Debido a la falta de información por parte del acueducto se considera entre un 3% y 5% del caudal medio diario para las necesidades de lavado de la planta de tratamiento: Adoptando así el 3%, el caudal de diseño:

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{MD}} + (Q_{\text{md}} * 3\%) = 137 \text{ L/s} + (114,2 \text{ L/s} * 3\%) = \mathbf{140 \text{ L/s}}$$

$$\approx \mathbf{0,140 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Para los usuarios suscriptos al acueducto Río Palo de 54,797 *suscriptores*, el caudal de diseño es de 140 *L/s*.

A continuación, se muestra el caudal de diseño para los años pertenecientes al periodo de diseño.

Tabla 30.Datos para la determinación del caudal de diseño

AÑO	USUARIOS	DOTACIÓN NETA	% PERDIDAS	DOTACIÓN BRUTA	CAUDAL MEDIO	CAUDAL MAXIMO	CAUDAL HORARIO	CAUDAL DE DISEÑO
2018	13138	125	0,25	167	25,4	30,5	45,7	31,2
2023	15720	135	0,25	180	32,7	39,3	58,9	40,3
2028	18508	135	0,25	180	38,6	46,3	69,4	47,4
2033	23204	135	0,25	180	48,3	58,0	87,0	59,5
2038	29942	135	0,25	180	62,4	74,9	112,3	76,7
2043	54797	135	0,25	180	114,2	137,0	205,5	140,4

Fuente: Autores, 2019.

En la tabla 30, se presenta la evolución de los usuarios, así como la dotación y la demanda año tras año dentro del periodo de diseño.

- **Capacidad hidráulica para un caudal de diseño de 140 L/s**

Mezcla rápida – Canaleta Parshall

La unidad de mezcla rápida diseñada para un caudal de 140 L/s, trabajaría con una velocidad de 2,66 m/s que permitiría un resalto hidráulico cumpliendo con el valor de parámetro de diseño de acuerdo a la guía RAS 2000.

El flujo en el paso de la canaleta Parshall como mezcla rápida deberá trabajar con régimen supercrítico, con el fin de la homogeneidad de todo el coagulante, Cumpliendo así con lo establecido por la guía RAS, ya que es ($F > 1$) teniendo como resultado 2,5.

El gradiente de velocidad según lo establecido en el texto de Arboleda debe estar entre 1000 y 2000 s^{-1} , que para el desarrollo de nuestro proyecto será de 1513 s^{-1} , implicando esto que usa una energía promedio.

El cálculo del grado de sumergencia, permite saber que la canaleta Parshall está trabajando a descarga libre, de acuerdo a lo establecido (Ver Tabla 25). Con un valor de 0,16.

Para efectos de cálculos (Ver Anexo 4)

Mezcla lenta – Floculador

Para el cálculo del floculador, la unidad se ha dividido en dos cámaras, repartiendo el caudal para mejor optimización.

La unidad de floculación proyectada corresponde a floculadores de flujo horizontal, que están contiguos en los cuales el agua debe realizar un giro 180° al pasar de un canal a otro. El floculador está estructurado en dos cámaras, diseñados con un gradiente de velocidad promedio para toda la unidad a medida que el agua va pasando por él.

El gradiente óptimo promedio considerado para el diseño varía entre 60 y 20 s^{-1} , estos valores basados en el cumplimiento con la normatividad del RAS 2000, donde el gradiente medio de velocidad debe estar entre 20 y 70 s^{-1} para el proyecto se utilizó un gradiente de 165 s^{-1} .

La velocidad del flujo en las cámaras van de 0,94 m/s y terminando con 0,74 m/s .

Con un tiempo de retención promedio de 3,5 *min.*

Para efectos de cálculos (Ver Anexos 4).

La unidad proyectada, sin hacer ninguna clase de ajustes estructurales no cumple con los parámetros permisibles para su operación, considerando esto, se hace necesario una alternativa de diseño donde se ilustre de tal manera que cada uno de los parámetros cumpla.

5.2. FASE II Toma de muestras

5.2.1 Dosificación de sustancias para el proceso de potabilización

Con la información existente se procedió a realizar gráficos de tendencias con los datos obtenidos durante el periodo de Octubre – Noviembre; se realizaron ensayos de tratabilidad mediante prueba de jarras, adaptadas a las condiciones reales con la que trabaja la planta de tratamiento, es decir, que nos permitiera reproducir los gradientes de velocidad reales y determinar la dosis optima del resultado de la adicción del coadyuvante de MO con el Sulfato de Aluminio. Para ello se contó con los equipos existentes de la planta de tratamiento (Jar Test de 6 puestos con velocidad regulable, con recipientes de sección redonda de 1L).

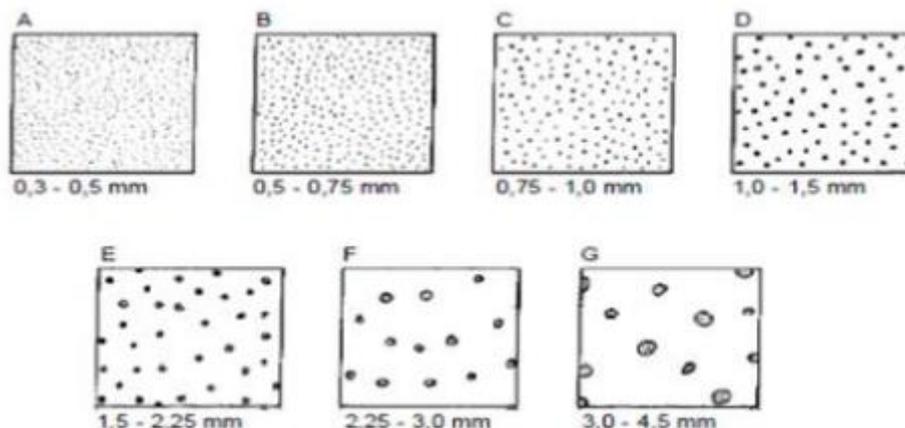
Para la descripción de los flócs producidos, se tuvo en cuenta la metodología utilizada en el índice de floculación de Willcomb en la Tabla 31 y con el comparador de la Asociación de Investigación del Agua (WRA), de acuerdo a la imagen 17.

Tabla 31. Clasificación índice de floculación de Willcomb

Número del índice	Descripción
0	Floculo coloidal. Ningún signo de aglutinación.
2	Visible. Floculo muy pequeño, casi imperceptible para un observador no entrenado.
4	Disperso. Floculo bien formado pero no uniformemente distribuido (sedimenta muy lentamente o no sedimenta).
6	Claro. Floculo de tamaño relativamente grande pero que precipita con lentitud
8	Bueno. Floculo que se deposita fácil pero no completamente.
10	Excelente. Floculo que se deposita totalmente, dejando el agua cristalina.

Fuente: CEPIS/OPS, 2005.

Imagen 17. Comparador de tamaño de flóc de la Asociación de Investigación del Agua (WRA)



Fuente: CEPIS/OPS, 2005.

- **Parámetros medidos IN SITU en el canal de abastecimiento de la PTAP río Palo.**

Los datos presentados en la siguiente tabla corresponden al promedio de los valores obtenidos en las tres mediciones que se llevaron a cabo con el equipo multiparametros HANNA WATER TEST en el canal de abastecimiento con agua cruda.

Tabla 32. Parámetros iniciales MO

Ensayo	Parámetros	
	1	Color
pH		9,1
Temperatura		23 °C
Turbiedad		18,3 NTU
2	Color	188 UPC
	pH	9,7
	Temperatura	24 °C
	Turbiedad	18,3 NTU

Fuente: Autores, 2019.

La variación de los valores de cada uno de los parámetros al iniciar las pruebas en gran parte es por las condiciones climáticas que se presentaron durante las visitas a la planta de tratamiento y el mes donde se realizaron las pruebas, factores como la alta precipitación que se registró por medio del IDEAM para el mes de octubre en la región (IDEAM, 2018).

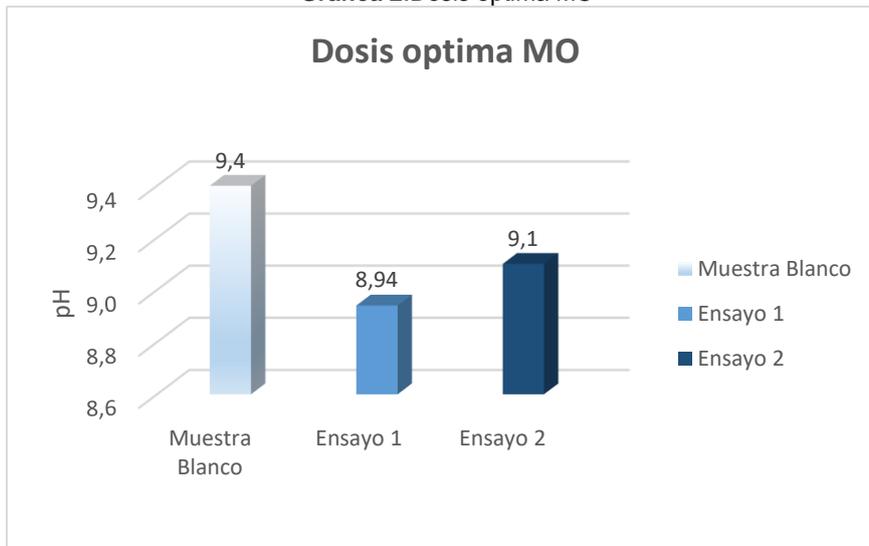
En la Tabla 33, se listan los resultados utilizando el coagulante natural de MO con dos (2) réplicas de ensayo de jarras, para consolidar un soporte experimental que ayuden en el desarrollo claro y conciso del estudio.

Tabla 33.Dosis optima MO

Características del agua						Observaciones visuales		
Ensayo	Muestras	Dosis (mg/L)	Color (UPC)	pH	Turbiedad (NTU)	Tiempo de formación de flóc	Tamaño de flóc (WRA)	Índice de Wilcomb
1	1	0	70	9,1	16,8	9	B	6
	2	1	63	9,0	8,6	8	A	2
	3	3	45	8,9	7,9	6	C	8
	4	5	58	9,0	14,3	6	C	8
	5	7	70	8,9	19,4	8	A	2
	6	9	80	8,9	22,4	8	A	2
	Promedio	--	63	8,9	14,5	--	--	--
2	1	0	175	9,7	15,9	8	A	3
	2	3	65	9,1	11,8	7	C	6
	3	3,5	75	9,1	15,3	6	C	8
	4	4	75	9,1	15,3	5	B	2
	5	4,5	85	9,1	16,1	9	B	6
	6	5	95	9,1	19,1	8	A	3
	Promedio	--	79	9,1	15,5	--	--	--

Fuente: Autores, 2019.

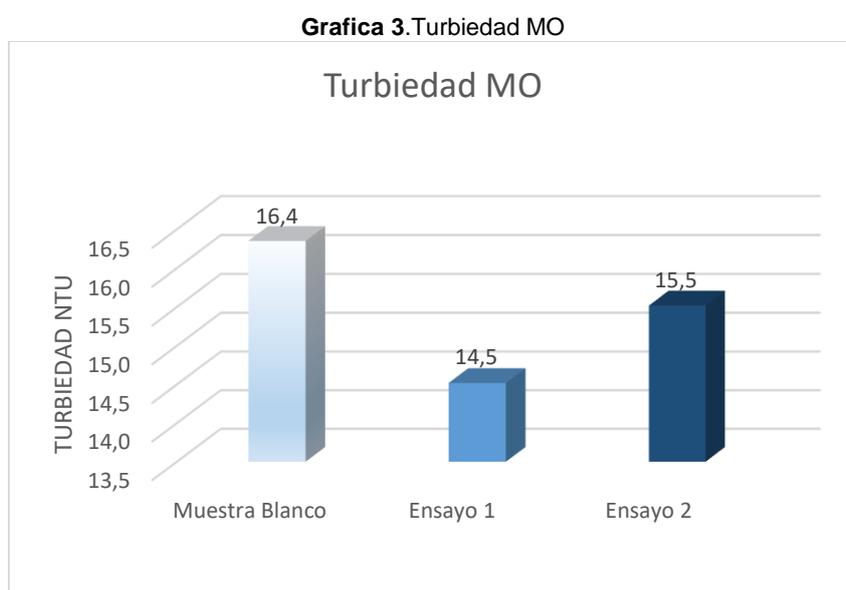
Grafica 2.Dosis optima MO



Fuente: Autores, 2019.

En la gráfica 2, se observan los comportamientos de la muestra en blanco, los dos ensayos realizados y el pH promedio para cada muestra realizada, dicho esto. Los valores de los ensayos presentan un comportamiento estable en relación con la muestra en blanco, relacionándolo así con un pH alcalino que traería a la planta una problemática de orden operacional llevando consigo a presentar problemas de taponamientos en las tuberías y reduciendo la eficiencia de la planta hasta en un 80% (Carbotecnia, 2016).

En cuanto a la elección de la mejor dosis óptima en cada ensayo referente a esta sustancia natural, se tuvo en cuenta los valores permisibles en la Resolución 2115 del 22 de junio del 2007 en el artículo 4 y las normas oficiales para la calidad del agua Colombia (NTC 813) acercándose más la muestra 3 del ensayo uno (1) y la muestra 2 del ensayo (2), es importante aclarar que los parámetros de cada ensayo no cumplen a cabalidad con las características para que el coagulante natural actúe para el proceso de potabilización, únicamente se registró una disminución en una de la muestras (Ver Tabla 35) pero esto muy al límite de sobrepasar el rango de 6,5 a 9,0.

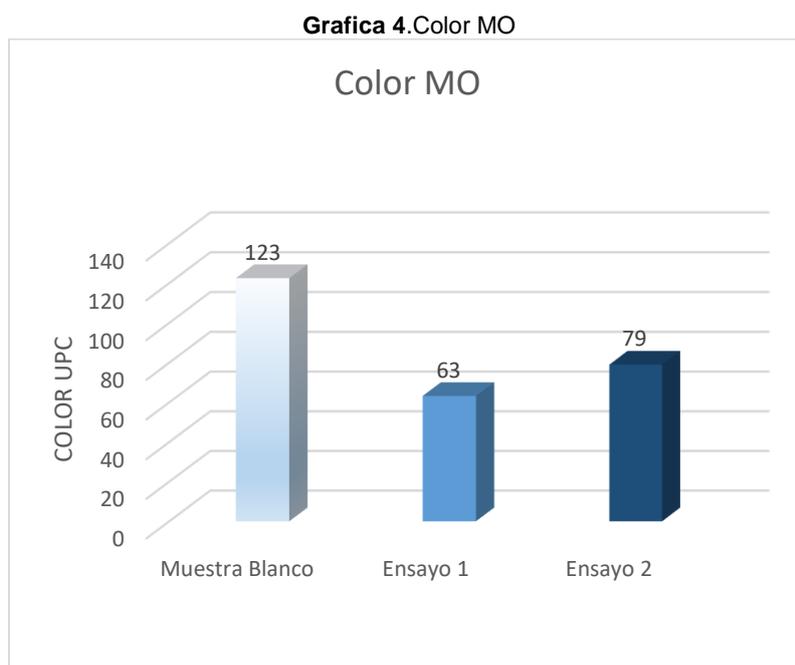


Fuente: Autores, 2019.

El coagulante natural por sí solo no fue capaz de disminuir los valores de turbiedad en cada uno de los ensayos, sin embargo se puede apreciar que la mayor remoción se encuentra cuando se usa una dosis de 3 mg/L en el ensayo uno (1) en relación con la muestra en blanco, así mismo no alcanzando los valores aceptables por la normatividad (2 NTU).

Es importante apreciar que el comportamiento del parámetro al adicionar una cantidad de dosis significativa no arroja los resultados esperados, esto debido a varios factores tales como el tiempo, el proceso de coagulación – floculación recreado en el equipo, al no ser este un equipo en óptimas condiciones para el proceso.

Generalmente, al aumentar la turbiedad es necesario aumentar la dosis de coagulante. Sin embargo, este no fue el caso al encontrarnos con un periodo de altas precipitaciones que hacían que el canal de captación no presentará gran cantidad de material sedimentado ni de arrastre, por lo que al adicionar más cantidad del coagulante no se obtuvo como resultado la baja turbiedad; siendo las turbiedades muy bajas las más difíciles de eliminar.



Fuente: Autores, 2019.

Mediante la información que se relaciona (Ver Tabla 35) es posible comparar la muestra en blanco con el ensayo (1) uno, que permite evidenciar la disminución del color aparente con un valor de 45 UPC, en cuanto al ensayo (2) dos la muestra con menor valor fue de 65 UPC; al no alcanzar la efectividad y el rango para cumplir con lo establecido en la normatividad se prevea que el coagulante por sí solo no actuaría en la eliminación de altos valores al usarse una concentración baja. (Ver Grafica 4).

- Coagulante Sulfato de Aluminio

Para llegar a el objetivo principal de este estudio, fue necesario realizar la prueba de ensayo de jarras con el coagulante sintético tradicional ‘Sulfato de Aluminio’ utilizado en la planta de tratamiento de agua potable, para tener una idea del comportamiento de este. La siguiente Tabla registro los parámetros iniciales, al momento de realizar el ensayo con el coagulante Sulfato de Aluminio.

Tabla 34.Parámetros iniciales- Sulfato de Aluminio.

Ensayo		Parámetros	
1	Color	160 UPC	
	pH	9,3	
	Temperatura	23 °C	
	Turbiedad	48,1 NTU	
2	Color	305 UPC	
	pH	9,3	
	Temperatura	23 °C	
	Turbiedad	109 NTU	

Fuente: Autores, 2019.

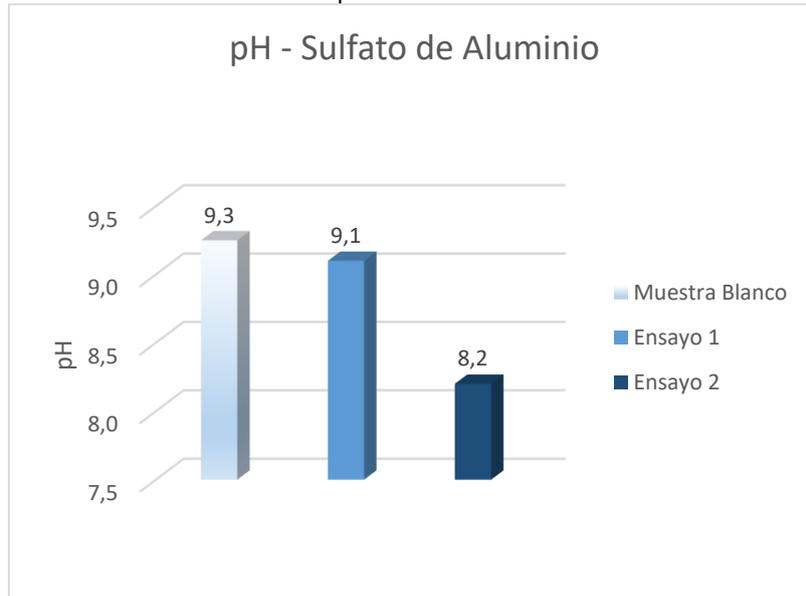
Las pruebas se realizaron desarrollando los análisis de dosificación, coagulación y floculación con las que se trabaja en la planta, como un coagulante primario con la finalidad de poder comparar la utilización del coagulante natural como coadyuvante. Tal como se estableció en la siguiente tabla.

Tabla 35.Dosis optima – Sulfato de Aluminio

Características del agua						Observaciones visuales		
Ensayo	Muestras	Dosis (mg/L)	Color (UPC)	pH	Turbiedad (NTU)	Tiempo de formación de flóc	Tamaño de flóc (WRA)	Índice de Wilcomb
1	1	0	155	9,3	38,6	8	B	6
	2	1	135	9,3	41,5	8	B	2
	3	3	140	9,2	37,7	7	B	8
	4	5	100	9,1	28,4	8	C	6
	5	7	55	9,0	12,0	7	D	4
	6	9	5	8,9	9,4	7	E	4
	Promedio	--	87	9,1	25,8	--	--	--
2	1	0	310	9,2	92,3	8	A	3
	2	9	5	7,3	4,3	7	D	4
	3	10	20	8	8,4	6	C	8
	4	11	15	8,6	10,3	5	A	4
	5	12	15	8,3	8,6	9	B	6
	6	13	62	8,8	6,4	8	C	4
	Promedio	--	23,4	8,2	7,6	--	--	--

Fuente: Autores, 2019.

Grafica 5.pH – Sulfato de Aluminio



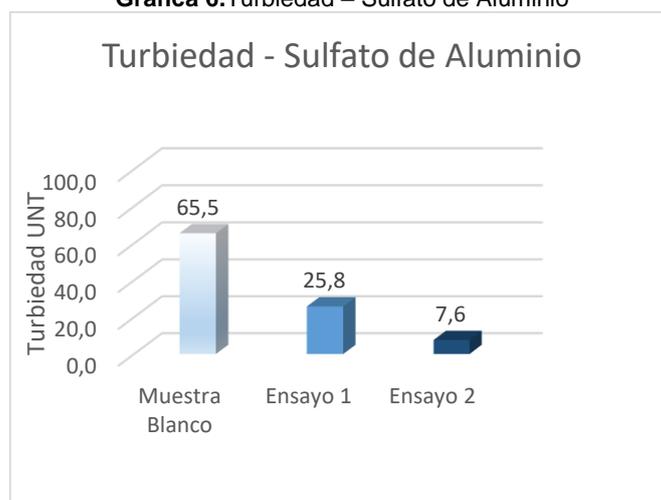
Fuente: Autores, 2019.

La prueba con Sulfato de Aluminio se decidió utilizar la misma cantidad de dosificación, para analizar un comportamiento más real con el coagulante natural de MO, el pH en la muestra blanco (Ver Grafica 5) sigue presentando un valor alto en el agua directamente de la fuente lo cual causa gran preocupación e incógnita el saber porque se presenta un pH tan elevado en una fuente natural.

En cuanto a los valores arrojados que son presentados en la gráfica 4, siendo evidente la disminución en el ensayo dos (2), de la muestra dos (2) con una dosificación de 9 mg/L al tener un valor de 7,3 estando en el rango permisible para ser un agua con este tipo de tratamiento para consumo humano, esta disminución se atribuye al hecho de una buena dosificación, teniendo en cuenta el tiempo de agitación de las paletas del equipo.

En cada uno de los ensayos se evidenciaron muestras que disminuyeron su valor en comparación a la muestra en blanco, es así, donde se empieza a corroborar que el coagulante sintético Sulfato de Aluminio es un potente coagulante. No es menos importante hacer mención de las variaciones del valor del parámetro, ocasionado por el equipo que se realizaron las mediciones debido a la falta de calibración como también el deterioro del mismo, para así poder similar las condiciones reales de la planta.

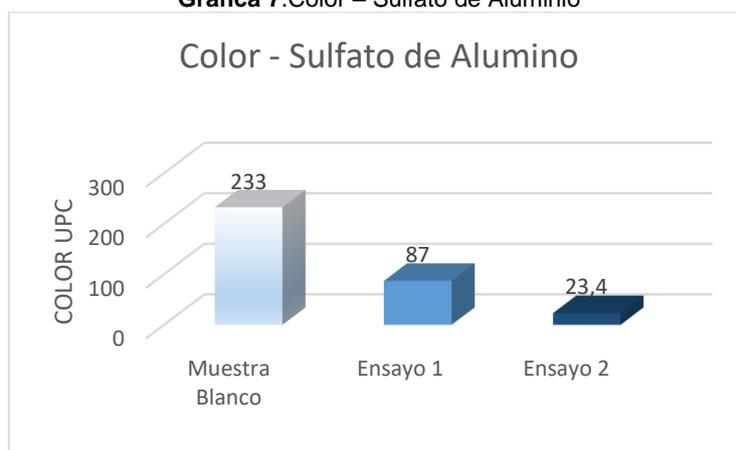
Grafica 6. Turbiedad – Sulfato de Aluminio



Fuente: Autores, 2018.

La acción del coagulante sintético represento una mayor efectividad en el ensayo dos (2), de acuerdo a la muestra 4,3 UNT con una dosificación de 9 mg/L teniendo así un valor relativamente bajo en comparación a la muestra blanco de agua cruda que presenta un valor por fuera de los límites permisibles para la normatividad; la disminución de este valor se le atribuye según la literatura, a la velocidad de agitación que tiene gran influencia al aplicar este tipo de coagulantes. (Ver Grafica 6).

Grafica 7. Color – Sulfato de Aluminio



Fuente: Autores, 2019.

La remoción de color con coagulantes sintéticos tiene un gran efecto siendo visible en la disminución del ensayo (2) de las muestra 5 UPC con una dosificación de 9 mg/L , con una eficiencia de un 85%, siendo el menor valor obtenido bajo las condiciones reales de la planta de tratamiento. (Ver Grafica 7).

- **Coagulante: ‘Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera’**

Para verificar la eficiencia de la Moringa Oleífera como coadyuvante natural en el proceso de potabilización de agua para consumo humano, se determinó la realización de una mezcla entre el coagulante sintético Sulfato de Aluminio al 1% y el coagulante natural Moringa Oleífera al 5%. En la siguiente tabla se registraron los parámetros iniciales, al momento de realizar el ensayo con la mezcla de ambos coagulantes.

Tabla 36. Parámetros iniciales - ‘Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera’

Ensayo		Parámetros	
1	Color	55 UPC	
	pH	9,1	
	Temperatura	23 °C	
	Turbiedad	16,5 UNT	
2	Color	70 UPC	
	pH	9,1	
	Temperatura	23 °C	
	Turbiedad	20 NTU	

Fuente: Autores, 2019.

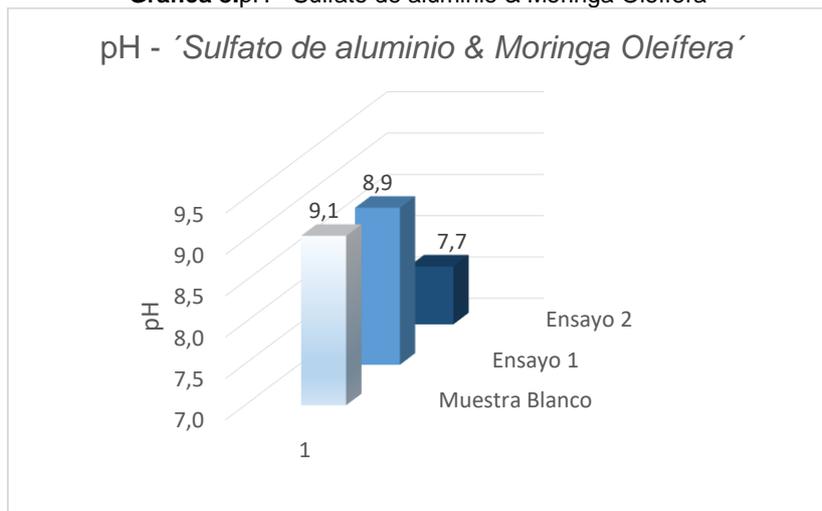
Igualmente, se registran todos los datos obtenidos mediante los ensayos de pruebas de jarras, en la siguiente tabla:

Tabla 37. Dosis optima - ‘Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera’

Ensayo	Características del agua					Observaciones visuales		
	Muestras	Dosis (mg/L)	Color (UPC)	pH	Turbiedad (NTU)	Tiempo de formación de flóc	Tamaño de flóc (WRA)	Índice de Wilcomb
1	1	0	85	9,1	14,2	8	B	6
	2	1	40	9,0	6,5	8	B	2
	3	3	45	8,9	8,3	7	B	8
	4	5	20	8,9	6,8	8	C	6
	5	7	20	8,9	5,3	7	D	4
	6	9	5	8,8	3,1	7	E	4
	Promedio	--	25	8,9	6,0	--	--	--
2	1	0	15	9,0	14,2	8	A	3
	2	9	5	8,1	3,0	7	D	4
	3	11	5	7,8	2,5	6	C	8
	4	13	5	7,8	2,3	5	A	4
	5	15	5	7,5	2,0	9	B	6
	6	17	5	7,3	1,3	8	C	4
	Promedio	--	5	7,7	2,2	--	--	--

Fuente: Autores, 2019.

Grafica 8.pH - 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'

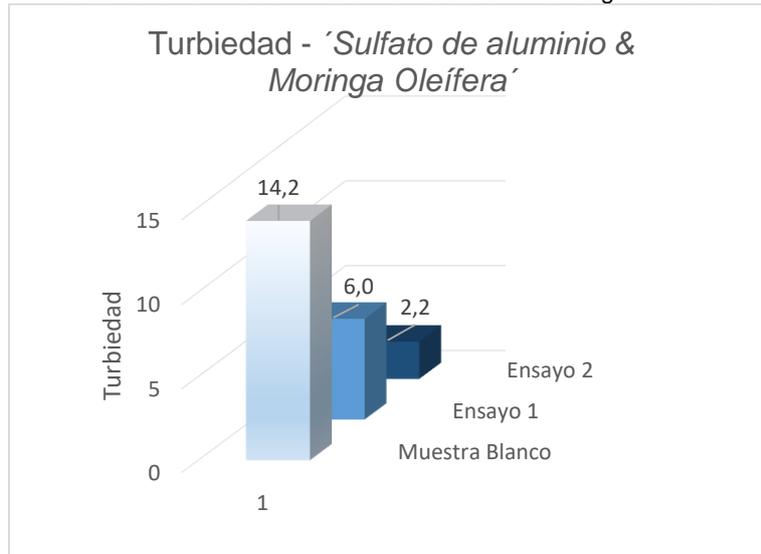


Fuente: Autores, 2019.

Cada una de las dosificaciones han sido un criterio importante en el momento de decidir la mejor dosificación en cada ensayo; la dosificación en el ensayo (1) permite observar que tan eficiente se comporta cada uno de los parámetros, para así en el siguiente ensayo realizar los ajustes necesarios hasta encontrar una mejor dosis, es por ello que en el transcurso del desarrollo experimental se iniciaron trabajando con las mismas dosificaciones.

El comportamiento de pH en la adicción de estos dos coagulantes en ambos ensayos fue evidente su disminución, presentando así en el ensayo dos (2) de la muestra 6 con una dosis de 17 mg/L , un valor de 7,3. Esto debido a las aclaraciones literarias que demuestran que al mezclar el coagulante natural con la solución de Sulfato de Aluminio, está al ser una solución ácida que acidifica la muestra y disminuye de eso modo el pH, tal como se muestra en la gráfica anterior (Pico Vargas, 2017).

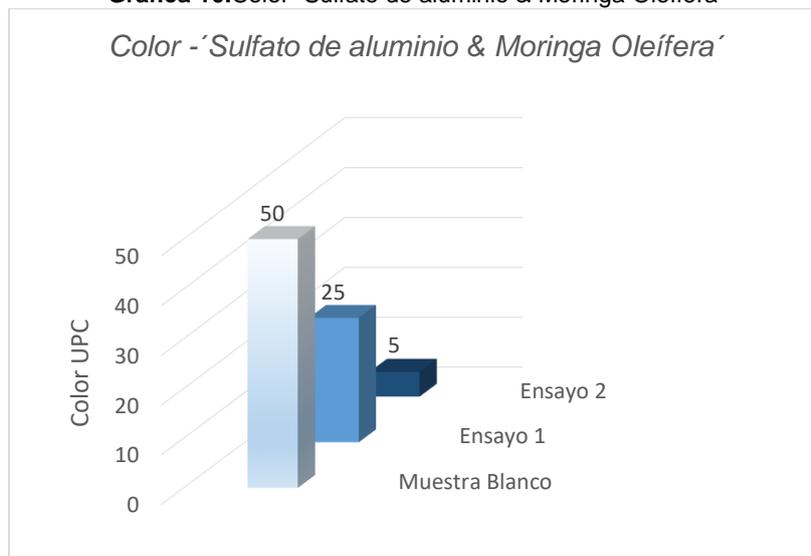
Grafica 9.Turbiedad - 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'



Fuente: Autores, 2019.

La grafica 9, es el resultado promedio de cada uno de los ensayos permitiendo ver la disminución de la turbidez en comparación con la muestra en blanco, cuyo coagulante alcanzo niveles de remoción de aproximadamente 85% esto debido a la mezcla de estas dos soluciones, donde la MO cuenta con proteínas catiónicas que permiten estabilizar las superficies coloidales de los sólidos disueltos. Y la neutralización de las partículas coloidales donde el flóc supera el peso específico del agua con mayor rapidez por parte del Sulfato de Aluminio (Pico Vargas, 2017)

Grafica 10.Color 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'



Fuente: Autores, 2019.

La eficiencia en este parámetro fue de aproximadamente 90%, al ver la gráfica 10 muestra como la solución entre Sulfato de Aluminio y Moringa tiene gran remoción de color en las aguas del Río Palo que son utilizadas para el tratamiento de potabilización.

Ambos ensayos reducen el color, aunque se evidencia que en el ensayo uno (1) no resulto tan eficiente, a esto se le atribuye la influencia de factores tales como los equipos del laboratorio de la planta de tratamiento, la pericia al iniciar cada ensayo.

Se evidencia que al agregar más cantidad de la solución se obtienen mejores resultados manteniendo constante el parámetro de color, en el ensayo 2 en promedio las muestras tuvieron un valor de 5 *UPC* con una dosis de 17 *mg/L*

5.2.2 Optimización del Gradiente de Velocidad

Establecida la dosis óptima se procedió a realizar los ensayos para determinar los gradientes y tiempos óptimos.

Gradiente de Mezcla Rápida.

La mezcla rápida es fundamental para diseminar de manera homogénea el coagulante y favorecer las colisiones de las partículas coagulantes con las partículas en suspensión que posee el agua, teniendo en cuenta que el mezclado debe ser rápido porque la hidrólisis del coagulante es casi instantánea, de igual forma la desestabilización de los coloides, la cual ocurre en poco tiempo (Folkard & Sutherland, 1996).

Las muestras fueron sometidas a gradientes de 20,40,60,y 80 *rpm*, para encontrar el gradiente óptimo que permitiera la mayor disminución de turbiedad y color, como también persuadir el funcionamiento de la unidad realizándose a las condiciones reales con las que trabaja la planta de tratamiento a intervalos de 20 *rpm*.

Gradiente de velocidad - Moringa Oleífera

Los parámetros iniciales de las muestras fueron los registrados en la siguiente tabla:

Tabla 38. Parámetros iniciales MO

Ensayo	Parámetros	
1	Color	17 UPC
	pH	9,0
	Temperatura	23 °C
	Turbiedad	20 NTU

Fuente: Autores, 2019.

Para la realización de esta primera prueba se utilizó los 3 mg/L de Moringa Oleífera escogidos como resultado de la dosis óptima del coagulante MO.

En la tabla 39, se pueden observar las diferentes turbiedades NTU, obtenidas con los gradientes escogidos, con estos datos se construyó la gráfica 11.

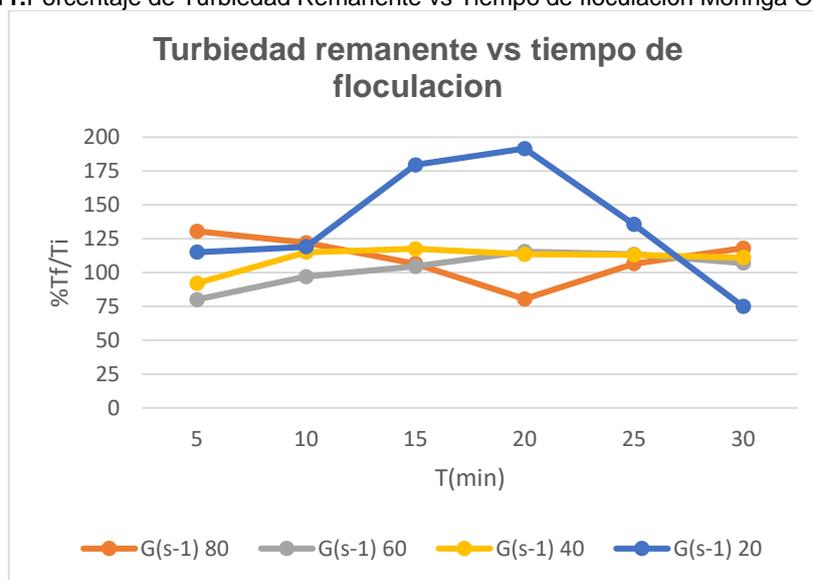
Tabla 39. Parámetros óptimos de floculación - Moringa Oleífera.

Gradiente de velocidad S^{-1}	T(min)											
	5		10		15		20		25		30	
	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti
80	26.1	130.5	24.4	122	21.3	106.5	16.1	80.5	21.3	106.5	23.6	118
60	16	80	19.4	97	20.9	104.5	23.1	115.5	22.7	113.5	21.4	107
40	18.4	92	23	115	23.5	117.5	22.7	113.5	22.6	113	22.2	111
20	23	115	23.8	119	35.9	179.5	38.3	191.5	27.1	135.5	15	75

Fuente: Autores, 2019.

Se grafica la turbiedad remanente ($Tf/Ti \cdot 100$) contra el período de floculación (t) para cada valor de gradiente. El tiempo total de floculación es aquel que permite obtener los valores menores de turbiedad remanente en cada uno de los gradientes.

Grafica 11. Porcentaje de Turbiedad Remanente vs Tiempo de floculación Moringa Oleífera.



Fuente: Autores, 2019.

En la gráfica 11 se observa que para los gradientes entre 60 y $80 S^{-1}$ la turbiedad remanente tiene valores aceptables que no cambian considerablemente con el tiempo de floculación, indicando que esta agua flocula fácilmente. Ocurre lo contrario con los gradientes de 40 y 20 , como consecuencia de la poca formación de floc. El tiempo óptimo de floculación es de 25 mín aproximadamente, donde se podría utilizar un tiempo diferente que se obtendrían buenos resultados, por lo tanto el tiempo de floculación se puede variar entre 20 y 25 mín.

Gradiente de velocidad - Sulfato de Aluminio

Este ensayo se realizó con las siguientes condiciones iniciales.

Tabla 40. Parámetros iniciales – Sulfato de Aluminio

Ensayo	Parámetros	
1	Color	20 UPC
	pH	9,0
	Temperatura	23 °C
	Turbiedad	20 NTU

Fuente: Autores, 2019.

Para la realización de esta segunda prueba se utilizaron los 9 mg/L de Sulfato de Aluminio tipo B, adoptados como resultado de la dosis óptima del coagulante.

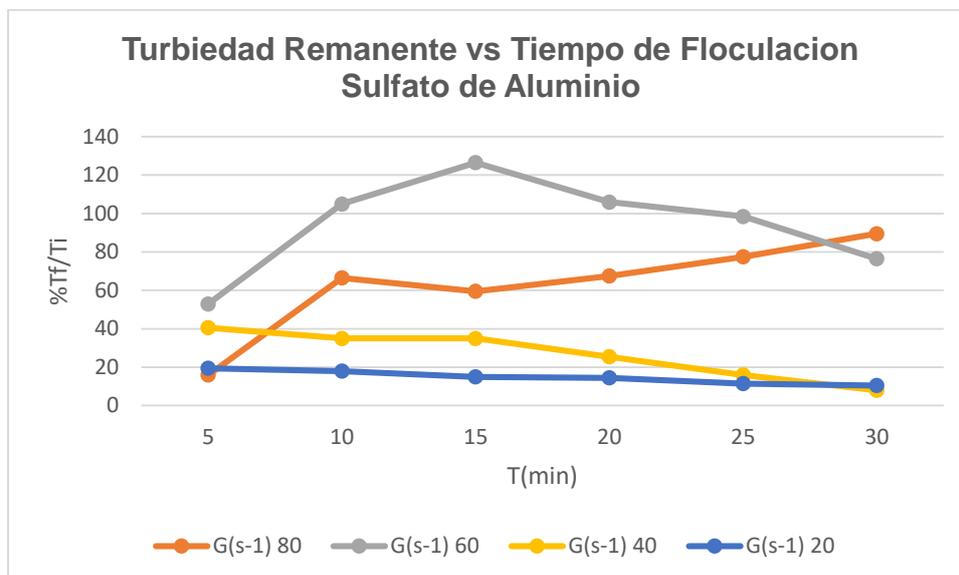
Tabla 41. Los parámetros óptimos de floculación - sulfato de aluminio

Gradiente de velocidad S^{-1}	T(min)											
	5		10		15		20		25		30	
	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti
80	3.2	16	13.3	66.5	11.9	59.5	13.5	67.5	15.5	77.5	17.9	89.5
60	11	53	21	105	25.3	126.5	21.2	106	19.7	98.5	15.3	76.5
40	8.1	40.6	7	35	7	35	5.1	25.5	3.2	16	1.6	8
20	3.9	19.5	3.6	18	3	15	2.9	14.5	2.3	11.5	2.1	10.5

Fuente: Autores, 2019.

En la tabla 41, se pueden observar las diferentes turbiedades NTU, obtenidas con los gradientes escogidos, con estos datos se construyó la gráfica.

Grafica 12. Porcentaje de Turbiedad Remanente vs Tiempo de floculación, Sulfato de Aluminio



Fuente: Autores, 2019.

Considerando la gráfica 12, el gradiente que mejor se ajusta a las condiciones es de $20 S^{-1}$, con una turbiedad remanente promedio de 14,8 NTU, en un tiempo de floculación entre 10 y 20 mín donde el agua flocula fácilmente. Esto confirmando las condiciones reales de la planta de tratamiento donde se trabaja aproximadamente con ese gradiente.

Aunque se registra en el gradiente $40 S^{-1}$ un valor de turbiedad remanente de 8, este no se tuvo en cuenta al escoger un promedio para mayor facilidad de interpretación de datos.

Gradiente de velocidad - 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'

Este ensayo se realizó con las siguientes condiciones iniciales.

Tabla 42. Parámetros iniciales - 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'

Ensayo	Parámetros	
1	Color	17 UPC
	pH	9,0
	Temperatura	23 °C
	Turbiedad	20 UNT

Fuente: Autores, 2019.

Para la realización de esta tercera prueba se utilizó los 17 mg/L 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'

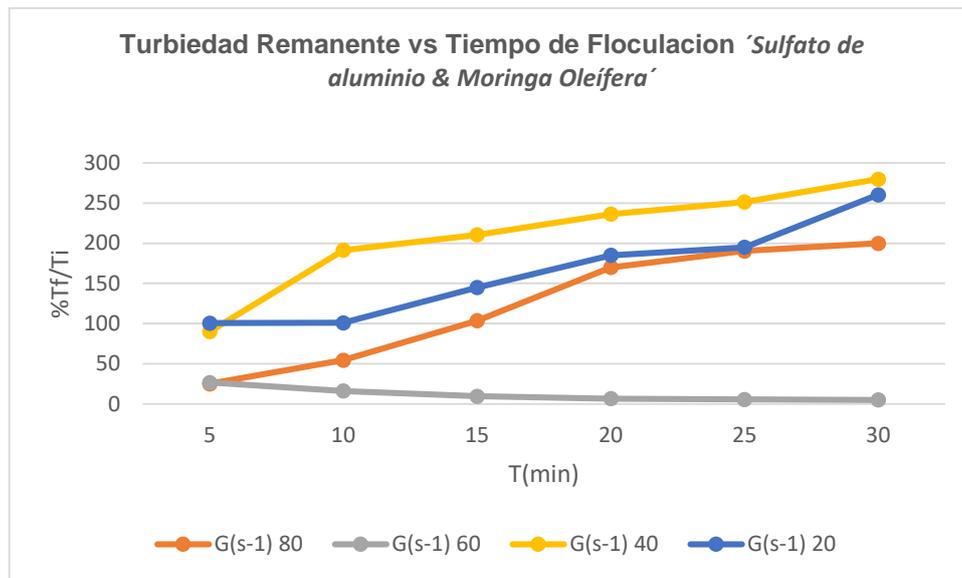
Tabla 43. Parámetros óptimos de floculación - 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'

Gradiente de velocidad S^{-1}	T(min)											
	5		10		15		20		25		30	
	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti	Tf	%Tf/Ti
80	5	25	10.9	54.5	20.7	103.5	34	170	38.1	190.5	40	200
60	5.3	26.5	3.2	16	1.9	9.5	1.3	6.5	1.1	5.5	1	5
40	18	90	38.3	191.5	42.1	210.5	47.3	236.5	50.3	251.5	56	280
20	20	100.5	20.2	101	29	145	37	185	39	195	52.1	260.5

Fuente: Autores, 2019.

En la tabla 43, se pueden observar las diferentes turbiedades NTU, obtenidas con los gradientes escogidos, con estos datos se construyó la gráfica 13.

Grafica 13. Porcentaje de Turbiedad Remanente vs Tiempo de floculación, 'Sulfato de aluminio & Moringa Oleífera'



Fuente: Autores, 2019.

En la gráfica 13 se pudo observar que los gradientes 80, 40 y $20 S^{-1}$, tuvieron un comportamiento creciente ya que al transcurrir el tiempo su turbiedad remanente aumentaba, donde hubo poca formación de floc, y quizás por la cantidad de dosis de coagulante que se utilizó.

En el gradiente $60 S^{-1}$ indicó que hubo uniformidad en las reacciones de neutralización. Lo que quiere decir que para esta prueba el tiempo de floculación óptimo fue de 30 minutos, alcanzando una turbiedad remanente de 5, lo cual la hace favorable para el tratamiento de potabilización de agua potable.

Análisis de costo

Los resultados obtenidos en el presente trabajo de investigación, y considerando la misma muestra de agua para cada caso se puede hacer un análisis económico entre el Sulfato de aluminio, la Moringa Oleífera, y la preparación del coadyuvante. Determinando si la posibilidad de adicionar semillas naturales junto al Sulfato de aluminio es económicamente viable en la actualidad, para la empresa prestadora del servicio.

Tomando como base la tecnología propuesta se realizó el cálculo económico, teniendo solamente en cuenta las salidas económicas del proceso, es decir, los costos de operación asociados a los procesos de extracción, coagulación, y coadyuvante.

- **Costos etapa de extracción y coagulación: Moringa oleífera**

La dosis óptima de Moringa Oleífera para el agua antes señalada fue la obtenida en la (Tabla 33) de $9 \frac{mg}{L}$, El precio del Kg de las semillas de Moringa Oleífera para el análisis comparativo fue de \$ 50.000, para producir la cantidad necesaria de coagulante capaz de tratar 50 L/s de agua captada. Utilizando la siguiente ecuación, así:

$$\text{Costo de Moringa oleífera} = Dc * Pm \qquad \text{Ecuación 50}$$

Donde,

$$Dc = \text{Dosis del coagulante establecido para el proceso de coagulación} \left(\frac{L}{m^3} \right)$$

$$Pm = \text{Precio de la Moringa que se necesita para el tratamiento} \left(\frac{COP}{Kg} \right)$$

Entonces el costo de tratar el agua, cuando se utiliza solo Moringa Oleífera. Sería:

$$CM = 3 \frac{kg}{m^3} * 50.000 \frac{COP}{Kg}$$
$$CM = 150.000 \frac{\$}{m^3}$$

Al igual que los costos de cada reactivo como la cantidad de cloruro de sodio, utilizando la ecuación

- $Costo NaCl = Cs * PMS * Dc * Ps$

Ecuación 51

Donde,

$$Cs = \text{Concentración de sal} \left(\frac{mol}{L} \right)$$

$$PMS = \text{Peso molecular de la sal} \left(\frac{Kg}{mol} \right)$$

$$Dc = \text{Dosis del coagulante para el proceso de coagulación} \left(\frac{mg}{L} \right)$$

$$Ps = \text{Precio de la sal que se necesita para el tratamiento} \left(\frac{COP}{Kg} \right)$$

A partir de la cantidad ya establecida para tratar, se tiene:

$$Costo NaCl = 1 \frac{mol}{L} * 292 \frac{Kg}{mol} * 3 \frac{Kg}{mol} * 2000 \frac{COP}{Kg}$$

$$Costo NaCl = 1.752.000 \frac{\$}{L}$$

- **Costos etapa de coagulación: Sulfato de aluminio**

El precio del Kg de Sulfato de Aluminio tipo B granulado considerado en este trabajo se estableció según el precio cotizado por la empresa “Quimpo” Químicos Popayán, en \$ 5.000 por cada kg en su presentación de bolsas x 1 kg, utilizando 5 bolsas para la preparación del coagulante. Tal como se expresa en la ecuación:

$$Costo coagulación sulfato = Ds * Ps$$

Ecuación 52

Donde,

$$Ds = \text{Dosis sulfato de aluminio} \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$Ps = \text{Precio del sulfato que se necesita para el tratamiento} \left(\frac{COP}{Kg} \right)$$

Entonces el costo de tratar el agua, cuando se utiliza solamente Sulfato de Aluminio es de la siguiente forma:

$$Cs = Ds * Ps$$

$$Cs = 9 \frac{kg}{m^3} * 25000 \frac{COP}{Kg}$$

$$Cs = 225.000 \frac{COP}{m^3}$$

- Costos etapa del coadyuvante: **Moringa Oleífera + Sulfato de Aluminio**

En la etapa de la preparación del coadyuvante, se realizó una mezcla entre las dos soluciones. Utilizando la siguiente ecuación:

$$Cc = Dc * Ps * Pm \quad \text{Ecuación 53}$$

Donde,

$Cc = \text{Costos coadyuvante}$

$Dc = \text{Dosis coadyuvante}$

$Ps = \text{Precio del sulfato que se necesita para el tratamiento} \left(\frac{\$}{Kg} \right)$

$Pm = \text{Precio de la Moringa que se necesita para el tratamiento} \left(\frac{COP}{Kg} \right)$

Entonces el costo de tratar el agua para 50 l/s con la preparación del coadyuvante, sería:

$$Cc = Dc * Ps + Pm$$

$$Cc = 17 \frac{kg}{m^3} * 25000 \frac{COP}{Kg} + 50.000 \frac{COP}{Kg}$$

$$Cc = 475.000 \frac{COP}{m^3}$$

El costo de tratar $0,05 m^3$ de agua con solución de Moringa Oleífera como coagulante primario, es considerablemente menor en comparación que si emplease sulfato de aluminio para la misma muestra, según indican los resultados. El costo incrementa notablemente si se desea utilizar la solución coadyuvante de coagulación del sulfato de aluminio.

La dosis de solución de Moringa Oleífera fue de $3 \frac{mg}{L}$, lo que generaría un costo de \$ 150.000 por $0,05 m^3$ de agua a tratar, mientras que la dosis de sulfato de Aluminio fue de $9 \frac{mg}{L}$, lo que generaría un costo de \$ 225.000 por $0,05 m^3$ de agua a tratar, las dosis del sulfato de aluminio + moringa oleífera fue de $17 \frac{mg}{L}$, lo que generaría un costo de \$ 475.000 por $0,05 m^3$

5.3. ALTERNATIVA DE OPTIMIZACIÓN

Al realizarse el diagnóstico técnico y operativo de los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable actual (PTAP), dicho diagnóstico se llevó a cabo mediante la evaluación cuantitativa (estado de estructuras y elementos de cierre y control). Posteriormente se analizó el estado actual de cada estructura obligatoria para el tratamiento de potabilización del agua, en el cual se identificaron problemas y falencias estructurales, por lo cual se decidió plantear alternativas de acuerdo a las necesidades observadas, el control de operación en la dosificación del coagulante, el diseño del floculador de flujo horizontal, los elementos necesarios para el laboratorio, además, se mencionan los requerimientos para el manual de operación y mantenimiento de la planta.

Esto con el fin de optimizar los aspectos más críticos, para dar solución a corto plazo, debido a que son primordiales para suministrar agua potable a los municipios cumpliendo con los requisitos de calidad establecidos por la legislación vigente.

De acuerdo a los diagnósticos planteados y a la evaluación posterior a todos los procesos necesarios e importantes, se determinan las siguientes optimizaciones:

- **Optimización del proceso de Dosificación del Coagulante**

Uno de los elementos necesarios para utilizar en la PTAP en la dosificación del coagulante puede ser una bomba de dosificación electrónica de coagulante, que permitiría:

- Controlar la cantidad de coagulante que se mezcla para formar posteriormente el flóc.
- Un resalto hidráulico provocado por la caída en la canaleta para mezclar los químicos con el agua.
- Una mezcla rápida para el uso racional de los químicos, reduciendo así sus costos.

- El mejoramiento en general de la PTAP, por su importancia en el proceso de coagulación disminuyendo las probabilidades de mala calidad del producto terminado.

- **Floculación**

Las condiciones de operación de la unidad de floculación al ser diseñadas con un caudal de 140 L/s para la población proyectada no cumple como proceso, es por ello que desde la ingeniería se plantea una alternativa de mejoramiento estructural que se ajuste a las necesidades de cada una de las poblaciones abastecidas por el acueducto como también las de la empresa que permitan una calidad de agua potable sin riesgo.

Por otro lado está la gran preocupación de la restricción topográfica que no permite realizar un floculador al lado de las otras unidades ya existentes como también la opción de floculadores mecánicos debido al alto costo por la utilización de energía eléctrica para llevar a cabo su operación.

Dicho lo anterior, el diseño expuesto sirve como ilustración para la implementación mas no son considerados como guía para la construcción, tomando como referencia valores adoptados de acuerdo a la literatura para el completo desarrollo de la alternativa. La tabla 44, muestra los diferentes valores asumidos para la elaboración de un floculador de flujo horizontal.

Tabla 44. Valores asumidos para la elaboración de floculador de flujo horizontal

FLOCULADOR - 1 SECCIÓN		
PARAMETRO	VALOR	
Caudal de diseño Q (m^3/s)	0,073	0,067
Tiempo de retención T_1 ($min.$)	6	4
Velocidad del flujo V m/s	0,165	0,125
	1 - S	2 - S
Altura del agua H (m)	0,50	
Ancho útil de la pantalla b (m)	0,85	
Espesor de las pantallas e (m)	0,006	
Coefficiente de pérdida de carga en las vueltas K (m)	2,00	
Ancho del floculador B (m)	13	
Coefficiente de rugosidad n	0,013	

Fuente: Autores, 2019.

Para el diseño proyectado se consideraron caudales de $0,073 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0,067 \text{ m}^3/\text{s}$ debido a la gran cantidad de caudal que le entraría a la unidad, corroborando en cada uno de los ensayos de jarras realizados al aproximarse al valor del gradiente y el tiempo de retención. (Ver Anexo 5).

- **Optimización para mejoramiento del laboratorio**

Es importante dotar el laboratorio con equipos e insumos necesarios para realizar los análisis físicoquímicos y microbiológicos completos, de acuerdo con la resolución 2115, y recalibrar los equipos existentes. En la siguiente tabla se establecen algunos equipos esenciales para el laboratorio en la PTAP.

Tabla 45. Dotación básica de equipos y complementos para laboratorio

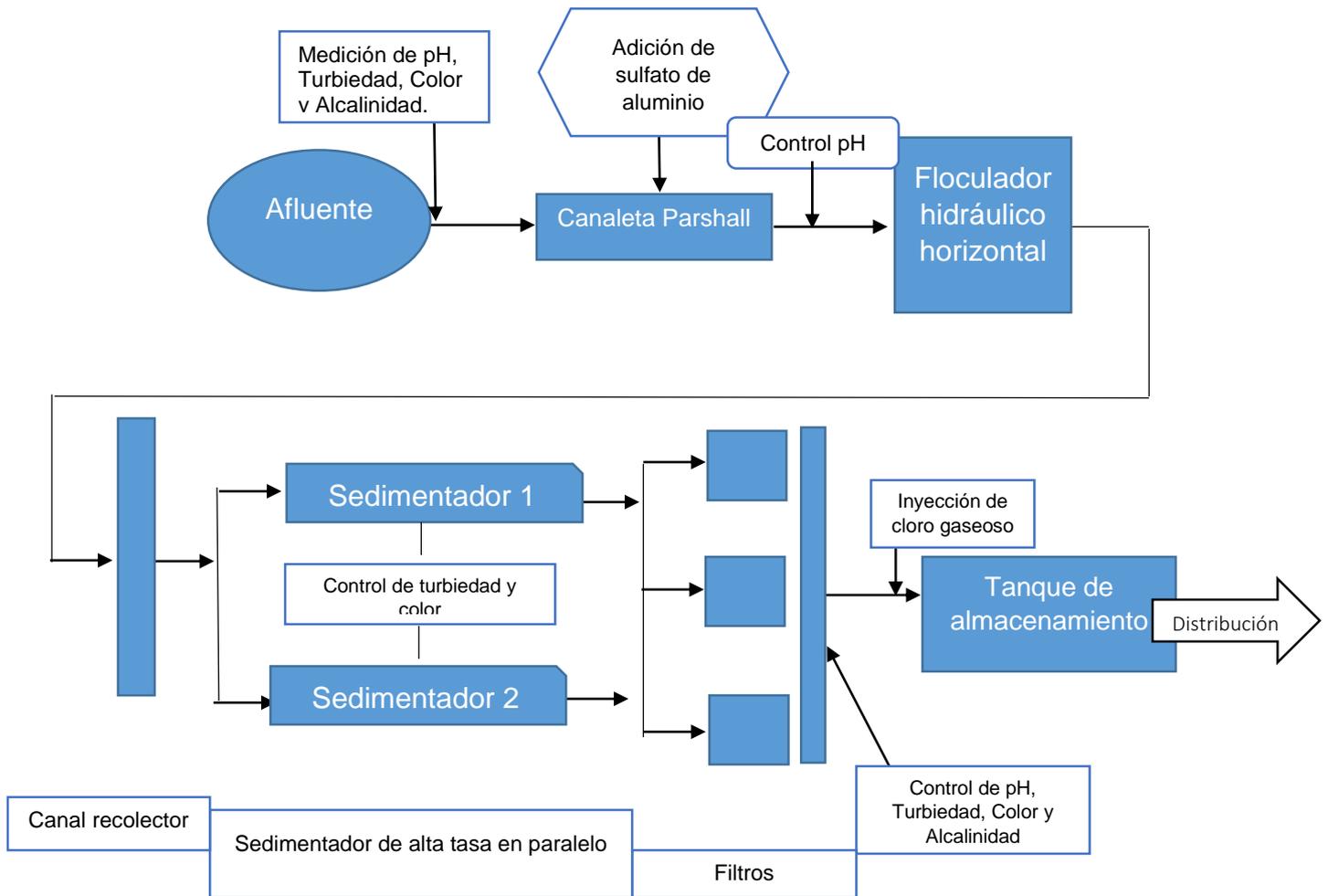
ELEMENTOS	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD/LUGAR DE APLICACIÓN
Equipo para prueba de jarras	- La simulación de mezcla lenta y mezcla rápida, ayuda a determinar la cantidad de coagulante que se debe dosificar, para obtener mejor calidad de agua.	Un (1) Equipo Jar Test.
Equipo de turbiedad	- Complementa los datos de estudio para tomar decisiones con respecto a la dosificación del coagulante.	Un (1) Turbidímetro
Equipo portátil para medición de pH	- Complementa los datos de estudio para tomar decisiones con respecto al pH del agua ya sea cruda o tratada.	Un (1) pH metro HANNA
Equipo para color aparente	- El colorímetro permite determinar con exactitud el color aparente ocasionado por algunas sustancias disueltas suspendidas en el agua, después de las pruebas de turbiedad.	Un (1) Colorímetro Checker HC HI 727
Equipo de vidriería	- Facilita la visualización de los materiales introducidos en el recipiente de vidrio, determinar características físicas del elemento o compuesto estudiado.	- Material volumétrico/No volumétrico.
Elementos de protección personal	- Previenen la probabilidad de sufrir accidentes por riesgos de manejo de sustancias químicas físicas y biológicas, las cuales pueden ocasionar daños a la salud e integridad física del trabajador.	Dos (2)
Elementos de seguridad y emergencia	- Los elementos de seguridad y emergencia dentro del laboratorio, causan alerta de probabilidad de accidente o incidente dentro del establecimiento, lo que produce precaución en las labores del trabajador.	Dos (2)

Fuente: Autores, 2019.

- **Manual de operación y mantenimiento**

Mediante la implementación del “Manual de operación y mantenimiento”, se busca generar un fundamento teórico sobre el operador, siendo necesario en los procesos de mantenimiento en la planta, al no realizarse de forma continua debido a la falta de conocimiento, lo que no certifica que se realicen de forma correcta y en los tiempos asignados perjudicando las condiciones del recurso hídrico.

Ilustración 4. Esquema propuesto de operación PTAP río Palo



Fuente: Autores, 2019.

Además, de cumplir con lo establecido en el manual, se debe considerar las pautas creadas para el control de operación presentadas en la tabla 46

Tabla 46. Pautas de control de operación

PROCESO	DESCRIPCIÓN	RESPONSABLE	FRECUENCIA
Aforo y Mezcla rápida	Registro del caudal de entrada y la fuente que abastece la PTAP.	Operario	1 hora
	Registro de la dosis de coagulante aplicada en mg/L.	Operario	3 horas
	Registro existencias de Sulfato de Aluminio consumido en Kg.	Operario	3 horas
Floculación	Ensayo de jarras.	Profesional de laboratorio	Diaria
Sedimentación	Lavado de sedimentadores y registro.	Operario	Ocasional invierno/verano
Filtración	Lavado de filtros y registro	Operario	Diaria
Cloración	Registro de dosis aplicada y cloro consumido	Operario	1 hora
Suministro	Registó de lecturas de macro medición para el agua suministrada a la red.	Operario	1 hora
	Determinar y registrar el volumen de agua suministrada a la red.	Operario	6 horas
Laboratorio	Realizar y registrar mediciones de Turbiedad, Color y pH para agua cruda, floculada, sedimentada y tratada.	Operario	3 horas
	Realizar y registrar la medición de cloro residual del agua tratada	Operario	1 hora
	Realizar y registrar análisis fisicoquímico completo del agua cruda y agua tratada.	Profesional Laboratorio	1 día
	Realizar análisis microbiológico para el agua tratada.	Profesional Laboratorio	Cada semana (Mínimo 8 muestras).
Aseo de planta	Lavado y mantenimiento general de la planta.	Personal de aseo	Cada 3 días
Lodos	Registro de caudal	Operario	Diaria

Fuente: Autores, 2019.

- **Indicadores de seguimiento**

Para el control de operación, se recomienda satisfacer los indicadores de seguimiento de cada proceso, indicados en la tabla 47.

Tabla 47. Indicadores de seguimiento y valoración

PROCESO	INDICADOR DE SEGUIMIENTO	ESCALA DE VALORACIÓN
Aforo y Mezcla rápida	% De registros reales en un mes.	Óptimo : > 90%
		Aceptable: entre 70% y 90%
		Deficiente: < 70%
Floculación	# De ensayos de jarras en un mes.	Óptimo : > 13
		Aceptable: entre 10 y 13
		Deficiente: < 10
Sedimentación	# De lavadas de sedimentadores en un mes.	Óptimo : > 3
		Aceptable: entre 2 y 3
		Deficiente: < 2
Filtración	# De lavadas de filtros en un mes.	Óptimo : > 50
		Aceptable: entre 40 y 50
		Deficiente: < 40
Cloración	% de registros reales en un mes.	Óptimo : > 90%
		Aceptable: entre 70% y 90%
		Deficiente: < 70%
Suministro	% de registros reales en un mes.	Óptimo : > 90%
		Aceptable: entre 70% y 90%
		Deficiente: < 70%
Laboratorio	# De mediciones de Turbiedad, Color y pH para agua cruda, floculada, sedimentada y tratada en un mes.	Óptimo : > 200
		Aceptable: entre 160 y 200
		Deficiente: < 160
	# De mediciones de cloro residual en el agua tratada en un mes.	Óptimo : > 600
		Aceptable: entre 400 y 600
		Deficiente: < 400
	# De análisis fisicoquímico del agua cruda y tratada en un mes.	Óptimo : > 25
		Aceptable: entre 20 y 25
		Deficiente: < 20
	# De análisis microbiológicos para agua tratada en un mes.	Óptimo : > 4 (8 muestras)
		Aceptable: entre 3 y 4 (8 muestras)
		Deficiente: < 3 (8 muestras)
Aseo de planta	# De lavadas de planta en un año	Óptimo : > 5
		Aceptable: entre 4 y 5
		Deficiente: < 4

Fuente: Autores, 2019.

De igual forma, la importancia de realizar un análisis detallado de costos en el proceso de tratamiento de agua y de todo el sistema de acueducto, así como una proyección de inversión, para que todas las administraciones de los municipios abastecidos y la gerencia de la empresa prestadora de servicios EARPA S.A E.S.P. puedan trabajar en conjunto para la gestión de recursos necesarios para la realización de las alternativas de optimización de la planta.

6 ■

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

El diagnóstico de la planta de tratamiento Río Palo, permitió la verificación de los parámetros de las unidades de coagulación – floculación quizás estos considerados los más importantes en el momento del tratamiento para potabilización de agua potable por la eliminación de por lo menos el 80% de agentes fisicoquímicos que se encuentran al momento de hacer la captación del agua cruda; se encontró que el tiempo de retención en el floculador no alcanza el valor para cumplir con los límites permisibles de operación, aunque este no es limitante para el funcionamiento de la unidad. Cada una de las unidades verificadas se comparó y mostró que cumple con los parámetros establecidos en la guía RAS – 2000.

La planta de tratamiento al ya haber cumplido su vida útil, las optimizaciones que se le alcanzarían a realizar no suplen las necesidades de abastecimiento a los cuatro municipios en su totalidad, debido a la gran demanda de población para años futuros; es por ello, que desde el concepto como ingenieras ambientales y sanitarios vemos como se hace necesario la reestructuración en su totalidad de la planta por factores tales como, el deterioro que presentan por su uso en un tiempo mayor al de diseño, la falta de mantenimiento correctivo y preventivo causal de una entrega en el servicio regular desencadenando una mala calidad del agua y un incremento en los costos operativos.

Es importante incluir la capacitación del personal, en la medida que la reestructuración se vaya dando para así mejorar el mantenimiento, operación de la planta de tratamiento teniendo como prioridad entregar un agua con los niveles permitidos por medio de actividades de análisis de parámetros, determinación de la dosificación óptima y mantenimiento.

Todo esto se debe llevar a cabo, siempre y cuando, se cuente con el respaldo de la empresa prestadora del servicio EARPA S.A E.S.P. Y cada uno de los

municipios abastecidos, en ellos recae la responsabilidad de ejercer funciones administrativas y de recursos necesarios para la inspección, control y vigilancia.

Los resultados obtenidos mediante los ensayos fisicoquímicos con la utilización del coagulante natural *MO*, coagulante sintético Sulfato de Aluminio y la mezcla de estos dos, se obtuvo la eficiencia de todos tres actuando en el tratamiento de agua potable. En su efecto la capacidad del coagulante natural *MO* actuando como coagulante principal en la remoción de partículas presentes en agua con altos valores de turbiedad y color, demostraron que la dosis optima de un 1 mg/L por cada 1000 mL podría elevar la turbiedad, lo que implica que se requiere de una menor cantidad de coagulante, si se desea utilizarlo como coagulante principal.

El ya tradicional coagulante sintético Sulfato de Aluminio para este tipo de agua favorece su eficiencia de remoción, en por lo menos un 90% al tratarse con un tipo de agua con valores altos de turbiedad, utilizando una dosis optima de 9 mg/L reduciendo considerablemente en comparación con los valores iniciales.

Cuando el coagulante se encuentra compuesto de 5% *MO* Y 1% de Sulfato de Aluminio la mejor dosis optima fue de 17 mg/L al considerar que removió un 98% de eficiencia de turbiedad, se verifico que para la concentración existe la situación de máxima disminución de turbiedad, lo que está indicando que el proceso de coagulación es independiente del pH. Este es un dato muy interesante desde el punto de vista para su aplicación directa en una planta de tratamientos de aguas, ya que no se debe corregir el pH del agua al ingreso del proceso, Ndabigengesere *et al.* (1995).

Esto indica que la utilización de *MO* como coadyuvante con el Sulfato de Aluminio es una alternativa desde el punto de vista de la ingeniería ambiental y sanitaria que permite aportar un coagulante 100% natural que ayuda a disminuir costos, optimizar los procesos de coagulación – floculación en una planta de tratamiento de agua potable.

6.2. RECOMENDACIONES

Considerando el aspecto actual de la planta de tratamiento de agua potable es adecuado seguir las pautas sugeridas por documentos directrices como el RAS 2000 para la operación y mantenimiento de la PTAP, ya que en varias situaciones puntuales en la planta se presentan errores y fallas que requieren de un control mínimo.

Los resultados sugieren ensayar otras plantas y complementar los procesos de coagulación-floculación-sedimentación con los demás procesos básicos de potabilización de agua para aumentar la remoción de turbidez y contaminantes asociados, y así producir aguas tratadas con características aptas para el consumo humano.

Mezclar en proporciones aceptables a los componentes químicos para potabilizar con la alternativa natural, para mejorar la salida del agua y ayudar en la degradación natural de los próximos lodos que queden de la sedimentación, las cual no sería muy toxica debido a los tratamientos realizados.

Es necesario tener en cuenta la grasa vegetal de la semilla moringa como parámetro de control con el fin de reducir los errores al momento de potabilizar el agua.

Es importante contemplar que el aceite extraído de las semillas de *Moringa Oleífera* tiene un alto valor comercial ya que puede usarse en el campo de los biocombustibles y de la estética por sus propiedades naturales, su almacenamiento requiere de condiciones adecuadas.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Acosta, Y. (2006). *Tratamiento de aguas por coagulación y floculación*. Obtenido de <http://www.redalyc.org/pdf/2231/223120664002.pdf>.
- Alcaldía de Guachene Cauca. (2016). Obtenido de <http://guachene-cauca.gov.co/MiMunicipio/Paginas/Informacion-del-Municipio.aspx#modal-customRegister>.
- Alcaldía de Puerto Tejada Cauca. (2016). Obtenido de <https://www.puertotejada.gov.co/publicaciones.php?id=100326>.
- Alcaldía de Villa Rica Cauca. (2016). Obtenido de <http://www.villarica-cauca.gov.co/municipio/geografia>.
- Alcaldía municipal de Caloto, Cauca. (s.f.). *Plan Básico de Ordenamiento Territorial. Subsistema social*. Obtenido de <http://crc.gov.co/files/ConocimientoAmbiental/POT/caloto/10%20SUB.%20SOCIAL.pdf>
- Aldana, E. (2012). *Uso del extracto de la semilla de Moringa Oleífera como coagulante natural primario y ayudante de coagulación en el tratamiento de agua para consumo humano*. Lima Peru.
- Arboleda. (1974). *Métodos de evaluación*. CEPIS.
- BARAJAS GARZÓN, C., & LEÓN LUQUE, A. (2015). *DETERMINACIÓN DE LA DOSIS ÓPTIMA DE SULFATO DE ALUMINIO*. Obtenido de <https://repository.usta.edu.co/bitstream/handle/11634/2916/Barajasclaudia2015.pdf?sequence=1>
- Benitez, W. (2012). *Aprovechamiento pos cosecha de la Moringa Oleífera obtenido de ingeniería en industrias alimentarias*. Obtenido de <http://www.redalyc.org/pdf/813/81325441010.pdf>. 2012.
- Caloto, P. d. (2016 – 2019). *Información general*. Pág. 14.
- Carbotecnia. (14 de febrero de 2016). *El agua de su Casa o Empresa puede ser corrosiva o incrustante*. Obtenido de <https://www.carbotecnia.info/agua-casa-empresa-puede-corrosiva-incrustante/>
- Castaño, D. (2011). *análisis de la influencia de dos materias primas coagulantes en el aluminio residual del agua tratada*. Pereira.

- Ceron, I., & Garzon, N. (2015). *Evaluacion de la semilla Moringa Oleifera como coadyudante en el proceso de coagulacion para el tratamiento de aguas naturales del rio Bogota en su paso por el Municipio de Villapinzon Cundinamarca*. Bogota.
- Crapper, D. (1973). *Aluminum distribution in Alzheimer disease and experimental neurofibrillary degeneration*.
- Cruz, C. (2014). *cursos de sistemas de potabilizacion con clarificadores de contacto*. Obtenido de https://campusvirtual.univalle.edu.co/moodle/pluginfile.php/655406/mod_resource/content/4/introduccion%20%20los%20clarificadores.pdf
- Cruz, J., & Sanchez, M. (s.f.). *Diagnostico y optimizacion de la planta de tratamiento de agua potable en el municipio de miraflores*. Obtenido de <http://metadirectorio.org/bitstream/10983/14493/3/ARTICULO.pdf>
- EMPEN. (2013). *Manual de operación, mantenimiento y control de planta de potabilización*. .
- Folkard , G., & Sutherland, J. (1996). *Moringa oleifera*. Costa Rica.
- GEOS Consulting S. A. (2008). *Consultoria para la estructuracion del proceso de participacion temporal de un operador especializado en la prestacion de los servicios publicos de Acueducto y Alcantarillado*.
- Gobierno de Colombia. (Enero de 2018). *Boletin de vigilancia de calidad de agua para consumo humano*. Obtenido de <https://www.ins.gov.co/sivicap/Documentacion%20SIVICAP/1.%20Boletin%20enero%202018.pdf>
- Gomez, F. (2016). *Evaluación de la eficiencia de semillas de Moringa Oleífera lam. Como coagulante natural en la Ciudad de Pasto – Colombia*. Obtenido de <http://www.umariana.edu.co/ojseditorial/index.php/libroseditorialunimar/article/view/984>
- Gonzalez. (2011). *Prueba de tratabilidad para potabilización* . Pueblo Rico Neira, Caldas.
- Granados, N. (2007). *Determinacion de la dosis mas efectiva de la mezcla de carbon activo en polvo con Sulfato de Aluminio liquido para la potailizacion de agua en la empresa Aguas de Pereira*. Obtenido de <http://repositorio.utp.edu.co/dspace/bitstream/handle/11059/489/628162/G748d.pdf?sequence=1>
- Guananga, A. (2013). *optimizacion de la planta de tratamiento de gua potable del canton cevallos*. Obtenido de <http://dspace.esPOCH.edu.ec/bitstream/123456789/3108/1/96t00227.pdf>
- Guzmán, G. N. (2016). *Vigilancia de la calidad del agua para consumo humano en Colombia: desafíos para la salud ambiental*. . Colombia.

- IDEAM. (2018). *Boletín climatológico mensual 1018*.
- Irca Municipal Cauca. (2007). *subsistemas de información para vigilancia de calidad de agua potable*. Obtenido de http://www.ins.gov.co/sivicap/Reportes/IRCA%20MUNICIPAL%20CAUCA.pdf?Mobile=1&Source=%2Fsivicap%2F_layouts%2Fmobile%2Fview.aspx%3FList%3D8a62d960-0ccf-4497-b346-92f1d2d33341%26View%3D1a6a27d1-f78e-4b53-a950-3c6e1e4b8148%26ViewMode%3DDetail%26CurrentPage%3D
- Jaramillo, J. (2015). *Agentes naturales como alternativa para el tratamiento del agua*. Universidad Militar Nueva Granada.
- Lassos, C. A., & Larrahondo, O. (9 de diciembre de 2016). *Corporación Grupos Semilla, Colombia*. Obtenido de <http://www.semillas.org.co/es/publicaciones/memorias-foro-regional-verdades-mitos-y-realidades-respecto-a-la-gesti>
- Lotero Suay, L., & Ballester Diez, F. (2002). Revisión de los estudios sobre exposición al Aluminio y enfermedad de Alzheimer. *Revista española de la salud pública*.
- Lux, M. (2010). *Medidores de flujo en canales abiertos*. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala: Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil.
- Marrugo, J. (2014). *Extractos coagulantes naturales de Hylocereus Triangularis, Guazuma Ulmifolia y Moringa Oleifera para el tratamiento del agua cruda del río Sinú*.
- Ministerio de la protección social. (2007). *características físicas*. resolución 2115.
- Ministerio de la protección social, ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial. (2007). *Resolución 2115 de 2007*. República de Colombia.: Pág. 2-4.
- Ministerio de Vivienda. (2015). *Plan Maestro de Acueducto*. Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/Afrocauca%20de%20Aguas/Volumen%204%20Guachene.pdf>
- Molina, E. (2016). *evaluación del coagulante natural en sistemas de flujo continuo, como sustituto del Aluminio para cloración del agua*. cesar.
- Moringa Oleifera*. (2017). Obtenido de https://learn.tearfund.org/resources/publications/footsteps/footsteps_1120/footsteps_20/moringa_oleiferaa_multipurpose_tree/?d=1%3Fd%3D1%3FJobID%3D%7B09ADBADE-5ECB-481D-89AF-E3D9D158CFD9%7D
- Muyibi, S. (2007). *Floc settling characteristic of turbid water coagulated with Moringa Oleifera seeds*.

- Núñez, E. (2007). *Validación de la efectividad de la semilla de Moringa Oleífera como coagulante natural del agua, destinada al consumo humano, Morocelí*. Honduras.
- organizacion mundial de la salud. (2000). Obtenido de global water supply and sanitation assessment: www.who.int/watersanitation/globassessment/GlobalTOC.htm
- Ortiz, Y., & Vargas, P. (2016). *Comparacion de la capacidad coagulante del llanten plantago major frente al coagulante convencional Sulfato de Aluminio en agua residual domestica sintetica*. Bogota.
- Pedroza, N. (2012). *Evaluación de la semilla de Moringa Oleífera como coagulante natural para el tratamiento de aguas en el Departamento del Meta*. Bogota.
- Perdomo, A. (2018). Determinacion de la eficiencia de coagulantes de origen natural para el tratamiento de las agua residuales de una unidad de produccion minera en la verda El Tamboral en el municipio de Suarez Cauca. Surez, Cauca, Colombia.
- Pico Vargas, M. (2017). *Evaluación de la concentración óptima de semillas trituradas de*. Quito. Obtenido de <http://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/6476/1/131709.pdf>
- Plan de ordenamiento territorial. (2005). *SUBSISTEMA SOCIAL PUERTO TEJADA CAUCA*. Obtenido de <http://crc.gov.co/files/ConocimientoAmbiental/POT/puertotejada/SubsistemaSocial.pdf>
- Plan de potabilizacion*. (s.f.). Obtenido de <https://www.eduardono.com/ambiental/2/PTAP%20convencional.pdf>
- Portal Territorial. (2010). *Plan Departamental para el Manejo Empresarial de los servicios de Agua y Saneamiento Cuca*. Obtenido de Cobertura de Acueductos y Alcantarillado: http://portalterritorial.gov.co/apc-aa-files/7515a587f637c2c66d45f01f9c4f315/cartilla_pda_cauca.pdf
- Puerta D. C. (2014). *Documento de los procesos operativos para la potabilizacion de agua en la planta de tratamiento Villasantana bajo la norma NTC-GP 1000-2009*. Pereira.
- Pulido, H., & Carrillo, M. (2016). *Diseño hidraulico de una planta de potabilizacion de aguas e la vereda de San Anapoima*. Bogota.
- Restrepo, H. (2009). *Evaluación del proceso de coagulación – floculación de una planta de tratamiento de agua potable*. Universidad Nacional de Colombia. Medellin.

- Rivas, S., Menes, G., & Romulo, A. (s.f.). *TREATMENT FOR COAGULATION-FLOCCULATION TO EFFLUENT FROM ERNESTO CHE COMPANY OF NICKEL*. Obtenido de <http://scielo.sld.cu/pdf/rtq/v37n2/rtq02217.pdf>.
- Rodiño, J. (2014). *EXTRACTOS COAGULANTES NATURALES HYLOCEREUS TRIANGULARIS GUAZUMA ULMIFOLIA Y MORONGA OLEIFERA. CARIBE*.
- Rodriguez, k., & Fernandez, L. (2017). *evaluacion de la eficiencia de coagulantes naturales para clarificar el agua en el proceso de potabilizacion*. Obtenido de <http://curly.unet.edu.ve/sicpro/Publico/Resumen?pdf=1541>.
- Rodriguez, S. (2012). *. Obtención de un producto coagulante a partir de las semillas de Moringa Oleífera lam, tropicalizada. Cuba*.
- Romero, J. (2005.). *Calidad del agua. Colombia*. Bogotá D.C: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Ruiz, A. (2013). *Formulación básica para la optimización de plantas de potabilización según la nueva legislación – Caso de estudio. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá D.C.*
- Sanchez, M. (2011). *Propuesta para el mejoramiento de la planta de tratamiento de agua potable*. Obtenido de <http://repository.lasalle.edu.co/bitstream/handle/10185/15022/T41.11%20S55p.pdf?sequence>.
- Sanghi, R. (2002). *Cassia angustifolia seed gum as an effective natural coagulant for decolourisation of dye solutions*.
- Suleyman, A. (2006). Effects of storage conditions of Moringa oleifera seeds on its performance in coagulation. *SCIENCIE DIRECT*, 1455-1460.
- Superintendencia delegada para acueducto, alcantarillado y aseo. (2017). *Dirección técnica de gestión de acueducto y alcantarillado*. Bogotá D.C.
- (s.f.). *Titulo C*. Bogota: Reglamento tecnico de agua y saneamiento basico.
- UNICEF. (2003). *El agua potable y el saneamiento basico*. Obtenido de <https://www.unicef.org/colombia/pdf/Agua3.pdf>
- Useche Melo, C. (2012). Agua y Saneamiento Rural. *Banco Interamericano de desarrollo*, 10-19.
- Viceministerio de Agua y Saneamiento Básico. (2010). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS Titulo B: Sistemas de Acueducto*. Bogotá, D.C. : 2 ed. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.
- Villegas, & Letterman. (1976). *Optimizing flocculator power input*.

8. ANEXOS

Anexo 1. Cálculos de los parámetros de operación de la PTAP río Palo Desarenador

DATOS	FORMULA Y CÁLCULOS	RESULTADO
$g = \text{gravedad } 981 \frac{cm}{s^2}$ $\rho_s = \text{peso específico de la partícula arena} = 2,65$ $\rho = \text{peso específico del fluido agua} = 1,00$ $\mu = \text{viscosidad cinemática} = 0,00960 \frac{cm^2}{s}$ $d = \text{diámetro de la partícula a sedimentar} = 0,005$	$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} * d^2$ $V_s = \frac{981 cm/s^2}{18} * \frac{(2,65 - 1,00)}{0,00960 \frac{cm^2}{s^2}} * (0,005 \text{ cm})^2$	Velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s) $V_s = 0,23 \frac{cm}{s}$
$H_u = 1,5 \text{ m} \approx 150 \text{ cm}$	$t = \frac{H_u}{V_s} \quad t = \frac{150 \text{ cm}}{0,23 \text{ cm/s}}$	Tiempo de sedimentación (s) $t = 652,2 \text{ s}$
$t = 652,2 \text{ s}$	$\theta = 3,0 * t$ $\theta = 3,0 * 652s$	Periodo de retención hidráulica $\theta = 1956s \approx 0,54 \text{ horas}$
$\theta = 1956s$ $Q = 0,02 m^3/s$	$V = \theta * Q$ $V = 1956 s * 0,02 m^3/s$	Volumen del tanque $V = 39,12 m^3$
$V = 39,12 m^3$ $H_u = 1,5 \text{ m} \approx 150 \text{ cm}$	$A_s = \frac{V}{H_u}$ $A_s = \frac{39,12 m^3}{1,50 \text{ m}}$	Área superficial del tanque $A_s = 26,08 m^2$
	$B = \sqrt{\frac{26,08 m^2}{4}}$ $L = 4 * B$	Relación largo:ancho $B = 2,55 \text{ m}$ $L = 10,2 \text{ m}$
	$q = \frac{Q}{A_s}$	Carga hidráulica superficial $q = 66,26 \frac{m^3}{m^2 \cdot día}$

	$q = \frac{0,02 \text{ m}^3/\text{s}}{26,08 \text{ m}^2}$	
$V_o = 0,077 \text{ cm/s}$	$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho_s - \rho)}}$ $d_o = \sqrt{\frac{0,077 \text{ cm/s} * 18 * 0,00960}{981 \text{ cm/s}^2 * (2,65 - 1)}}$	Tamaño de la partícula crítica $d_o = 0,00287 \text{ cm} \approx 0,03 \text{ mm}$
$B = 2,55$	$V_h = \frac{Q}{B \cdot H_u}$ $V_h = \frac{0,02 \text{ m}^3/\text{s}}{2,55 * 1,50 \text{ m}^2}$	Velocidad horizontal $V_h = 5,23 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ $= 0,523 \text{ cm/s}$
$k = 0,04$ $f = 0,03$	$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} * g * (\rho_s - \rho) * d}$ $V_r = \sqrt{\frac{8 * 0,04}{0,03} * 981 * (2,65 - 1,00) * 0,005}$	Velocidad de resuspensión máxima $V_r = 9,29 \text{ cm/s}$

Mezcla rápida – Canaleta Parshall

DATOS	FORMULA Y CÁLCULOS	RESULTADO
$W = 3''$ $N = 1547$ $K = 0,176$ $Q = 0,05 \frac{m^3}{s}$	$Q = KH\alpha^n$ $Ha = \left(\frac{Q}{K}\right)^{\frac{1}{1,547}}$ $Ha = \left(\frac{0,05 \frac{m^3}{s}}{0,176}\right)^{\frac{1}{1,547}}$	Altura de la lámina de agua $Ha = 0,44 m$
$D' = 0,147 m$	$V_o = \frac{Q}{D' * H_o}$ $V_o = \frac{0,05 \frac{m^3}{s}}{0,147 m * 0,44 m}$	Velocidad en la entrada de la canaleta $V_o = 0,77 m/s$
$N = 0,230$	$E_o = H_o + N + \left(\frac{V_o^2}{2g}\right)$ $E_o = 0,44 m + 0,230 m + \left(\frac{(0,77 m/s)^2}{2 * 9,81 \frac{m}{s^2}}\right)$	Carga hidráulica disponible $E_o = 0,70 m$
	$q = \frac{Q}{B}$ $q = \frac{0,05 \frac{m^3}{s}}{0,457 m}$	Caudal específico en la garganta de la canaleta $q = 0,11 m^2/s$
	$\cos \alpha = \frac{-q * g}{\left[\left(\frac{2g}{3}\right) E_o\right]^{1,5}}$ $\cos \alpha = \frac{-0,11 * 9,81}{\left[\left(\frac{2 * 9,81}{3}\right) 0,70\right]^{1,5}}$	$\cos \alpha = -0,11$
	$\alpha = \cos^{-1}(-0,11)$ $\alpha = 96^\circ 18' 55,14''$	$\alpha = 96,32$
	$V_1 = \frac{2\sqrt{2g * E_o}}{3} * \cos \frac{\alpha}{3}$	Velocidad antes del resalto

	$V_1 = \frac{2 \sqrt{2 * 9,81 \frac{m}{s} * 0,70 m}}{3 \cos \frac{96^\circ 18' 55,14''}{3}}$	$V_1 = 2,09 \text{ m/s}$
	$H_1 = \frac{Q}{V_1 * W}$ $H_1 = \frac{0,05 \text{ m}^3/\text{s}}{2,09 \text{ m/s} * 0,076 \text{ m}}$	<i>Altura del agua antes del resalto</i> $H_1 = 0,31 \text{ m}$
	$N_f = \frac{V_1}{\sqrt{g * H_1}}$ $N_f = \frac{(2,09 \text{ m/s})}{\sqrt{9,81 \frac{m}{s} * 0,31 \text{ m}}}$	<i>Numero de Froude</i> $N_f = 1,20$
	$H_2 = \frac{H_1 (\sqrt{1 + 8 * N_f^2} - 1)}{2}$ $H_2 = \frac{0,31 \text{ m} (\sqrt{1 + 8 * (1,20)^2} - 1)}{2}$	<i>Altura después del resalto</i> $H_2 = 0,39 \text{ m}$
	$V_2 = \frac{Q}{w * H_2}$ $V_2 = \frac{0,05 \text{ m}^3/\text{s}}{0,076 \text{ m} * 0,39 \text{ m}}$	<i>Velocidad en el resalto</i> $V_2 = 1,69 \text{ m/s}$
	$H_3 = H_2 - (N - K')$ $H_3 = 0,39 \text{ m} - (0,057 \text{ m} - 0,025 \text{ m})$	<i>Altura en la sección de salida de la canaleta</i> $H_3 = 0,36 \text{ m}$
$C = 0,178 \text{ m}$	$V_3 = \frac{Q}{C * H_2}$ $V_3 = \frac{0,05 \text{ m}^3/\text{s}}{0,178 \text{ m} * 0,39 \text{ m}}$	<i>Velocidad en la sección de salida</i> $V_3 = 0,72 \text{ m/s}$
	$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 * h_1 * h_2}$ $h_p = \frac{(0,39 \text{ m} - 0,31 \text{ m})^3}{4 * 0,31 \text{ m} * 0,39 \text{ m}}$	<i>Perdida de carga en el resalto</i> $h_p = 0,00106 \text{ m}$

	$L_j = 6(h_2 - h_1)$ $L_j = 6(0,39 \text{ m} - 0,31 \text{ m})$	<i>Longitud del resalto</i> $L_j = 0,48 \text{ m}$
	$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$ $V_m = \frac{2,09 \text{ m/s} + 1,69 \text{ m/s}}{2}$	<i>Velocidad media en el resalto</i> $V_m = 1,89 \text{ m/s}$
	$t = \frac{L_j}{V_m}$ $t = \frac{0,48 \text{ m}}{1,89 \text{ m/s}}$	<i>Tiempo de mezcla en el resalto</i> $t = 0,25 \approx 0,3 \text{ s}$
$T = 23^\circ\text{C}$ $\gamma = 9783$ $\mu = 9,4 \times 10^{-4}$	$G = \sqrt{\frac{\gamma * h_p}{\mu * t}}$ $G = \sqrt{\frac{9,783 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} * 0,00106 \text{ m}}{9,4 \times 10^{-4} \text{ N} * \frac{\text{s}}{\text{m}^2} * 0,3 \text{ s}}}$	<i>Gradiente de velocidad</i> $G = 1918 \text{ s}^{-1}$
	$S = \frac{N - h_2}{H_a}$ $S = \frac{0,39 \text{ m} - 0,229 \text{ m}}{0,44}$	<i>Grado de Sumergencia</i> $S = 0,37$

Mezcla lenta – 1 Sección floculador

DATOS	FORMULA Y CÁLCULOS	RESULTADOS
Ancho $B = 2,0 \text{ m}$ Numero de camaras $N_c = 6$	$L = N_c * B$ $L = 6 * 2,00 \text{ m}$	Distancia total recorrida $L = 12 \text{ m}$
$e = 0,18 \text{ m}$ $d = 0,80 \text{ m}$	$a = d * e$ $a = 0,80 \text{ m} * 0,18 \text{ m}$	Área transversal $a = 0,15 \text{ m}^2$
$Q = 0,05 (\text{m}^3/\text{s})$	$V_1 = \frac{Q}{a}$ $V_1 = \frac{0,05 \text{ m}^3/\text{s}}{0,15 \text{ m}^2}$	Velocidad del flujo en el canal $V_1 = 0,33 \text{ m/s}$
$et = 0,33 \text{ m}$	$V_2 = \frac{Q}{et * d}$ $V_2 = \frac{0,05 \text{ m}^3/\text{s}}{0,33 * 0,80 \text{ m}}$	Velocidad en el espacio libre entre la pared y los tabiques $V_2 = 0,19 \text{ m/s}$
	$t_1 = \frac{V}{Q}$ $t_1 = \frac{12,1 \text{ m}^3}{\frac{0,05 \text{ m}^3}{\text{s}} * 60}$	Tiempo de retención $= 4,03 \text{ mín.}$
	$h_f = \frac{(n * V_1)^2 * L}{R^{4/3}}$ $h_f = \frac{(0,013 * 0,33 \text{ m/s})^2 * (6 * (2,00 - 0,33))}{(0,18 \text{ m} + 2 * 0,80 \text{ m})^{4/3}}$	Perdida por fricción en el canal $h_f = 0,0055 \text{ m}$

Mezcla lenta – 2 Sección floculador

DATOS	FORMULA Y CÁLCULOS	RESULTADOS
Ancho $B = 2,0 \text{ m}$ Numero de camaras $N_c = 6$	$L = N_c * B$ $L = 6 * 2,00 \text{ m}$	Distancia total recorrida $L = 12 \text{ m}$
$e = 0,24 \text{ m}$ $d = 0,80 \text{ m}$	$a = d * e$ $a = 0,80 \text{ m} * 0,18 \text{ m}$	Área transversal $a = 0,19 \text{ m}^2$
$Q = 0,05 \text{ (m}^3/\text{s)}$	$V_1 = \frac{Q}{a}$ $V_1 = \frac{0,05 \text{ m}^3/\text{s}}{0,19 \text{ m}^2}$	Velocidad del flujo en el canal $V_1 = 0,26 \text{ m/s}$
$et = 0,33 \text{ m}$	$V_2 = \frac{Q}{et * d}$ $V_2 = \frac{0,05 \text{ m}^3/\text{s}}{0,33 * 0,80 \text{ m}}$	Velocidad en el espacio libre entre la pared y los tabiques $V_2 = 0,19 \text{ m/s}$
	$t_1 = \frac{V}{Q}$ $t_1 = \frac{12,1 \text{ m}^3}{\frac{0,05 \text{ m}^3}{\text{s}} * 60}$	Tiempo de retención = 4,03 min.
	$h_f = \frac{(n * V_1)^2 * L}{R^{4/3}}$ $h_f = \frac{(0,013 * 0,26 \text{ m/s})^2 * (6 * (2,00 - 0,33))}{(0,18 \text{ m} + 2 * 0,80 \text{ m})^{4/3}}$	Perdida por fricción en el canal $h_f = 0,0033 \text{ m}$
	$h = \frac{3 * N_c * V^2}{2g}$ $h = \frac{3 * 12 * (0,19 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2}$	Perdida adicional $h = 0,0662 \text{ m}$
	$H = \sum h_f + h$	Pérdida total $H = 0,075$

	$H = 0,0088 \text{ m} + 0,0662 \text{ m}$	
	$t = t_1 + t_2$ $t = 4,03 \text{ min} + 4,03 \text{ min}$	Tiempo de retención total $t = 8,06 \text{ min}$
	$G = \sqrt{\frac{g * H}{V * t}}$ $G = \sqrt{\frac{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0,075 \text{ m}}{9,56 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} * 82,0 \text{ s}}}$	Gradiente $G = 40 \text{ s}^{-1}$

Anexo 2. Dimensiones típicas 'Canaleta Parshall'

W (cm)	A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)	G (cm)	K (cm)	N (cm)	R (cm)	M (cm)	P (cm)	X (cm)	Y (cm)
2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9	-	-	50,0	0,8	1,3
5,1	41,4	40,6	13,5	21,4	35,6	11,4	25,4	2,2	4,3	-	-	70,0	1,6	2,5
7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7	40,6	30,5	76,8	2,5	3,8
15,2	62,1	61,0	39,4	40,3	45,7	30,5	61,0	7,6	11,4	40,6	30,5	90,2	5,1	7,6
22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	61,0	30,5	45,7	7,6	11,4	40,6	30,5	108,0	5,1	7,6
30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	149,2	5,1	7,6
45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	167,6	5,1	7,6
61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	185,4	5,1	7,6
91,5	167,7	164,5	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	222,3	5,1	7,6
122,0	183,0	179,5	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	45,7	271,1	5,1	7,6
152,5	198,3	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	45,7	308,0	5,1	7,6
182,8	213,5	209,0	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	45,7	344,2	5,1	7,6
213,5	228,8	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	45,7	381,0	5,1	7,6
244,0	244,0	239,2	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	61,0	45,7	417,2	5,1	7,6
305,0	274,5	427,0	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3	-	-	-	30,5	22,9

Fuente: Fuente: J. NETTO. Manual de Hidráulica. Sao Pablo: Ed Edgard Blucher LTDA, 688p.

Anexo 3. Métodos proyección de usuarios

Método lineal Último censo 2017 Censo inicial 2007 Incremento anual de población 2018	
$K_{17-07} = \frac{P_{2017} - P_{2007}}{T_{17} - T_{07}}$ $K = \frac{12.100 - 7.064}{2017 - 2007}$ $K = 503.6 \text{ Usuarios/año}$ $P_{2018} = P_{2017} + K_{17-07} * (T_{18} - T_{17})$ $P_{2018} = 12100 + 503.6 * (2018 - 2017)$ $P_{2018} = 12604 \text{ USUARIOS}$	$K_{17-09} = \frac{P_{2017} - P_{2009}}{T_{17} - T_{09}}$ $K = \frac{12.100 - 9302}{2017 - 2009}$ $K = 349.8 \text{ Usuarios/año}$ $P_{2018} = P_{2017} + K_{17-09} * (T_{18} - T_{17})$ $P_{2018} = 12100 + 349.8 * (2018 - 2017)$ $P_{2018} = 12450 \text{ USUARIOS}$
$K_{17-11} = \frac{P_{2017} - P_{2011}}{T_{17} - T_{11}}$ $K = \frac{12.100 - 9933}{2017 - 2011}$ $K = 270.9 \text{ Usuarios/año}$ $P_{2018} = P_{2017} + K_{17-11} * (T_{18} - T_{17})$ $P_{2018} = 12100 + 270.9 * (2018 - 2017)$ $P_{2018} = 12370 \text{ USUARIOS}$	$K_{17-13} = \frac{P_{2017} - P_{2013}}{T_{17} - T_{13}}$

$$K = \frac{12.100 - 10634}{2017 - 2013}$$

$$K = 366.5 \text{ Usuarios/año}$$

$$P_{2018} = P_{2017} + K_{17-13} * (T_{18} - T_{17})$$

$$P_{2018} = 12100 + 366.5 * (2018 - 2017)$$

$$P_{2018} = 12466 \text{ USUARIOS}$$

$$K_{17-15} = \frac{P_{2017} - P_{2015}}{T_{17} - T_{15}}$$

$$K = \frac{12.100 - 11356}{2017 - 2015}$$

$$K = 372 \text{ Usuarios/año}$$

$$P_{2018} = P_{2017} + K_{17-15} * (T_{18} - T_{17})$$

$$P_{2018} = 12100 + 372 * (2018 - 2017)$$

$$P_{2018} = 12472 \text{ USUARIOS}$$

Método geométrico Incremento anual población 2018
$r_{17-07} = \left[\frac{P_{17}}{P_{07}} \right]^{\frac{1}{T_{17}-T_{07}}} - 1$ $r_{17-07} = \left[\frac{12100}{7064} \right]^{\frac{1}{2017-2007}} - 1$ $r = 0.0553$ $P_{2018} = P_{2017} * (1 + r)^{T_{18}-T_{17}}$ $P_{2018} = 1210 * (1 + 0.0553)^{2018-2017}$ $P_{2018} = 12769 \text{ USUARIOS}$
$r_{17-09} = \left[\frac{P_{17}}{P_{09}} \right]^{\frac{1}{T_{17}-T_{09}}} - 1$ $r_{17-09} = \left[\frac{12100}{9302} \right]^{\frac{1}{2017-2009}} - 1$ $r = 0.0334$ $P_{2018} = P_{2017} * (1 + r)^{T_{18}-T_{17}}$ $P_{2018} = 1210 * (1 + 0.0334)^{2018-2017}$ $P_{2018} = 12504 \text{ USUARIOS}$
$r_{17-11} = \left[\frac{P_{17}}{P_{11}} \right]^{\frac{1}{T_{17}-T_{11}}} - 1$ $r_{17-11} = \left[\frac{12100}{9933} \right]^{\frac{1}{2017-2011}} - 1$ $r = 0.0334$ $P_{2018} = P_{2017} * (1 + r)^{T_{18}-T_{17}}$ $P_{2018} = 1210 * (1 + 0.0334)^{2018-2017}$ $P_{2018} = 12504 \text{ USUARIOS}$
$r_{17-13} = \left[\frac{P_{17}}{P_{13}} \right]^{\frac{1}{T_{17}-T_{13}}} - 1$ $r_{17-13} = \left[\frac{12100}{10634} \right]^{\frac{1}{2017-2013}} - 1$ $r = 0.0328$

$$P_{2018} = P_{2017} * (1 + r)^{T_{18}-T_{17}}$$

$$P_{2018} = 1210 * (1 + 0.0328)^{2018-2017}$$

$$P_{2018} = 12496 \text{ USUARIOS}$$

$$r_{17-15} = \left[\frac{P_{17}}{P_{15}} \right]^{\frac{1}{T_{17}-T_{15}}} - 1$$

$$r_{17-15} = \left[\frac{12100}{11356} \right]^{\frac{1}{2017-2015}} - 1$$

$$r = 0.0322$$

$$P_{2018} = P_{2017} * (1 + r)^{T_{18}-T_{17}}$$

$$P_{2018} = 1210 * (1 + 0.0322)^{2018-2017}$$

$$P_{2018} = 12489 \text{ USUARIOS}$$

Método Wappus Incremento anual población 2018	
$i_{17-07} = \frac{200 * (P_{17} - P_{07})}{(T_{17} - T_{07}) * (P_{17} + P_{07})}$ $i_{17-07} = \frac{200 * (12100 - 7054)}{(2017 - 2007) * (12100 + 7054)}$ $i = 5.2557$ $P_{2018} = P_{2007} \left[\frac{200 + i * (T_{18} - T_{07})}{200 - i * (T_{18} - T_{07})} \right]$ $P_{2018} = 12100 \left[\frac{200 + 5.2557 * (2018 - 2007)}{200 - 5.2557 * (2018 - 2007)} \right]$ $P = 21940 \text{ USUARIOS}$	$i_{17-09} = \frac{200 * (P_{17} - P_{09})}{(T_{17} - T_{09}) * (P_{17} + P_{09})}$ $i_{17-09} = \frac{200 * (12100 - 9302)}{(2017 - 2009) * (12100 + 9302)}$ $i = 3.2684$ $P_{2018} = P_{2009} \left[\frac{200 + i * (T_{18} - T_{09})}{200 - i * (T_{18} - T_{09})} \right]$ $P_{2018} = 9302 \left[\frac{200 + 3.2684 * (2018 - 2009)}{200 - 3.2684 * (2018 - 2009)} \right]$ $P = 12510 \text{ USUARIOS}$
$i_{17-11} = \frac{200 * (P_{17} - P_{11})}{(T_{17} - T_{11}) * (P_{17} + P_{11})}$ $i_{17-11} = \frac{200 * (12100 - 9933)}{(2017 - 2011) * (12100 + 9933)}$ $i = 3.2784$ $P_{2018} = P_{2011} \left[\frac{200 + i * (T_{18} - T_{11})}{200 - i * (T_{18} - T_{11})} \right]$ $P_{2018} = 9933 \left[\frac{200 + 3.2784 * (2018 - 2011)}{200 - 3.2784 * (2018 - 2011)} \right]$ $P = 12503 \text{ USUARIOS}$	$i_{17-13} = \frac{200 * (P_{17} - P_{13})}{(T_{17} - T_{13}) * (P_{17} + P_{13})}$

$$i_{17-13} = \frac{200 * (12100 - 10634)}{(2017 - 2013) * (12100 + 10634)}$$

$$i = 3.2243$$

$$P_{2018} = P_{2013} \left[\frac{200 + i * (T_{18} - T_{13})}{200 - i * (T_{18} - T_{13})} \right]$$

$$P_{2018} = 10634 \left[\frac{200 + 3.2243 * (2018 - 2013)}{200 - 3.2243 * (2018 - 2013)} \right]$$

$$P = 12499 \text{ USUARIOS}$$

$$i_{17-15} = \frac{200 * (P_{17} - P_{15})}{(T_{17} - T_{15}) * (P_{17} + P_{15})}$$

$$200 * (12100 - 11356)$$

$$i_{17-07} = \frac{200 * (12100 - 11356)}{(2017 - 2015) * (12100 + 11356)}$$

$$i = 3.1718$$

$$P_{2018} = P_{2015} \left[\frac{200 + i * (T_{18} - T_{15})}{200 - i * (T_{18} - T_{15})} \right]$$

$$P_{2018} = 11356 \left[\frac{200 + 3.1718 * (2018 - 2015)}{200 - 3.1718 * (2018 - 2015)} \right]$$

$$P = 12490 \text{ USUARIOS}$$

Anexo 4. Cálculo capacidad hidráulica

Mezcla rápida - Canaleta Parshall

DATOS	FORMULA Y CÁLCULOS	RESULTADO
$K = 0,025 \text{ m}$ $M = 0,305$ $Q = 0,140 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$	$H_o = KQ^M$ $H_o = 0,025 \text{ m} * (0,1404 \frac{\text{m}^3}{\text{s}})^{0,305}$	Altura de la lámina de agua arriba $H_a = 0,14 \text{ m}$
	$H_a = \left(\frac{Q}{K}\right)^{\frac{1}{1,547}}$ $H_a = \left(\frac{0,140 \text{ m}^3/\text{s}}{0,176}\right)^{\frac{1}{1,547}}$	Ecuación de calibración $H_a = 0,86 \text{ m}$
$D' = 0,259 \text{ m}$	$V_o = \frac{Q}{D' * H_o}$ $V_o = \frac{0,1404 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,147 \text{ m} * 0,86 \text{ m}}$	Velocidad en la entrada de la canaleta $V_o = 1,11 \text{ m/s}$
$N = 0,230$	$E_o = H_o + N + \left(\frac{V_o^2}{2g}\right)$ $E_o = 0,86 \text{ m} + 0,230 \text{ m} + \left(\frac{(0,11 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}}}\right)$	Carga hidráulica disponible $E_o = 1,15 \text{ m}$
	$q = \frac{Q}{B}$ $q = \frac{0,1404 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,457 \text{ m}}$	Caudal específico en la garganta de la canaleta $q = 0,31 \text{ m}^2/\text{s}$
	$\cos a = \frac{-q * g}{\left[\left(\frac{2g}{3}\right) E_o\right]^{1,5}}$	$\cos a = -0,15$

	$\cos a = \frac{-0,31 * 9,81}{\left[\left(\frac{2 * 9,81}{3}\right) 1,15\right]^{1,5}}$	
	$a = \cos^{-1}(-0,15)$ $a = 98^{\circ}37'36,94''$	a = 98,63
	$V_1 = \frac{2\sqrt{2g * E_o}}{3} * \cos \frac{\alpha}{3}$ $V_1 = \frac{2\sqrt{2 * 9,81 \frac{m}{s} * 1,15 m}}{3}$ $* \cos \frac{98^{\circ}37'36,94''}{3}$	Velocidad antes del resalto V₁ = 2,66 m/s
	$H_1 = \frac{Q}{V_1 * W}$ $H_1 = \frac{0,140 m^3/s}{2,66 m/s * 0,076 m}$	Altura del agua antes del resalto H₁ = 0,69 m
	$N_f = \frac{V_1}{\sqrt{g * H_1}}$ $N_f = \frac{(2,66 m/s)}{\sqrt{9,81 \frac{m}{s} * 0,69 m}}$	Numero de Froude N_f = 1,02
	$H_2 = \frac{H_1 \left(\sqrt{1 + 8 * N_f^2} - 1 \right)}{2}$ $H_2 = \frac{0,12 m (\sqrt{1 + 8 * (2,5)^2} - 1)}{2}$	Altura después del resalto H₂ = 0,37 m
	$V_2 = \frac{Q}{w * H_2}$ $V_2 = \frac{0,1404 m^3/s}{0,076 m * 0,37 m}$	Velocidad en el resalto V₂ = 5,00 m/s
	$H_3 = H_2 - (N - K')$ $H_3 = 0,37 m - (0,057 m - 0,025 m)$	Altura en la sección de salida de la canaleta H₃ = 0,40 m

$C = 0,178 \text{ m}$	$V_3 = \frac{Q}{C * H_2}$ $V_3 = \frac{0,1404 \text{ m}^3/\text{s}}{0,178 \text{ m} * 0,37 \text{ m}}$	<i>Velocidad en la sección de salida</i> $V_3 = 2,13 \text{ m/s}$
	$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 * h_1 * h_2}$ $h_p = \frac{(0,37 \text{ m} - 0,12 \text{ m})^3}{4 * 0,12 \text{ m} * 0,37 \text{ m}}$	<i>Perdida de carga en el resalto</i> $h_p = 0,0880 \text{ m}$
	$L_j = 6(h_2 - h_1)$ $L_j = 6(0,37 \text{ m} - 0,12 \text{ m})$	<i>Longitud del resalto</i> $L_j = 1,50 \text{ m}$
	$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$ $V_m = \frac{2,66 \text{ m/s} + 5,00 \text{ m/s}}{2}$	<i>Velocidad media en el resalto</i> $V_m = 3,83 \text{ m/s}$
	$t = \frac{L_j}{V_m}$ $t = \frac{1,50 \text{ m}}{3,83 \text{ m/s}}$	<i>Tiempo de mezcla en el resalto</i> $t = 0,39 \text{ s}$
$T = 23^\circ\text{C}$ $\gamma = 9783$ $\mu = 9,4 \times 10^{-4}$	$G = \sqrt{\frac{\gamma * h_p}{\mu * t}}$ $G = \sqrt{\frac{9,783 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} * 0,0880 \text{ m}}{9,4 \times 10^{-4} \text{ N} * \frac{\text{s}}{\text{m}^2} * 0,4 \text{ s}}}$	<i>Gradiente de velocidad</i> $G = 1513 \text{ s}^{-1}$
	$S = \frac{N - h_2}{H_a}$ $S = \frac{0,37 \text{ m} - 0,230 \text{ m}}{0,86}$	<i>Grado de Sumergencia</i> $S = 0,16$

Mezcla lenta – 1 Sección floculador

DATOS	FORMULA Y CÁLCULOS	RESULTADOS
Ancho $B = 2,0 \text{ m}$ Numero de camaras $N_c = 6$	$L = N_c * B$ $L = 6 * 2,00 \text{ m}$	Distancia total recorrida $L = 12 \text{ m}$
$e = 0,18 \text{ m}$ $d = 0,80 \text{ m}$	$a = d * e$ $a = 0,80 \text{ m} * 0,18 \text{ m}$	Área transversal $a = 0,14 \text{ m}^2$
$Q = 0,1404 \text{ (m}^3/\text{s)}$	$V_1 = \frac{Q}{a}$ $V_1 = \frac{0,1404 \text{ m}^3/\text{s}}{0,15 \text{ m}^2}$	Velocidad del flujo en el canal $V_1 = 0,94 \text{ m/s}$
$et = 0,33 \text{ m}$	$V_2 = \frac{Q}{et * d}$ $V_2 = \frac{0,1404 \text{ m}^3/\text{s}}{0,33 * 0,80 \text{ m}}$	Velocidad en el espacio libre entre la pared y los tabiques $V_2 = 0,53 \text{ m/s}$
	$t_1 = \frac{V}{Q}$ $t_1 = \frac{14,7 \text{ m}^3}{\frac{0,1404 \text{ m}^3}{\text{s}} * 60}$	Tiempo de retención $= 1,75 \text{ mín.}$
	$h_f = \frac{(n * V_1)^2 * L}{R^{4/3}}$ $h_f = \frac{(0,013 * 0,94 \text{ m/s})^2 * (6 * (2,00 - 0,94))}{(0,18 \text{ m} + 2 * 0,80 \text{ m})^{4/3}}$	Perdida por fricción en el canal $h_f = 0,0282 \text{ m}$

Mezcla lenta – 2 Sección floculador

DATOS	FORMULA Y CÁLCULOS	RESULTADOS
Ancho $B = 2,0 \text{ m}$ Numero de camaras $N_c = 6$	$L = N_c * B$ $L = 6 * 2,00 \text{ m}$	Distancia total recorrida $L = 12 \text{ m}$
$e = 0,18 \text{ m}$ $d = 0,80 \text{ m}$	$a = d * e$ $a = 0,80 \text{ m} * 0,18 \text{ m}$	Área transversal $a = 0,19 \text{ m}^2$
$Q = 0,1404 \text{ (m}^3/\text{s)}$	$V_1 = \frac{Q}{a}$ $V_1 = \frac{0,1404 \text{ m}^3/\text{s}}{0,19 \text{ m}^2}$	Velocidad del flujo en el canal $V_1 = 0,74 \text{ m/s}$
$et = 0,33 \text{ m}$	$V_2 = \frac{Q}{et * d}$ $V_2 = \frac{0,1404 \text{ m}^3/\text{s}}{0,33 * 0,80 \text{ m}}$	Velocidad en el espacio libre entre la pared y los tabiques $V_2 = 0,53 \text{ m/s}$
	$t_1 = \frac{V}{Q}$ $t_1 = \frac{14,7 \text{ m}^3}{\frac{0,1404 \text{ m}^3}{\text{s}} * 60}$	Tiempo de retención $= 1,75 \text{ mín.}$
	$h_f = \frac{(n * V_1)^2 * L}{R^{4/3}}$ $h_f = \frac{(0,013 * 0,94 \text{ m/s})^2 * (6 * (2,00 - 0,94))}{\left(\frac{0,18 \text{ m} + 2 * 0,80 \text{ m}}{2}\right)^{4/3}}$	Perdida por fricción en el canal $h_f = 0,0208 \text{ m}$
	$h = \frac{3 * N_t * V^2}{2g}$ $h = \frac{3 * 12 * (0,53 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2}$	Perdida adicional $h = 0,5154 \text{ m}$

	$H = \sum h_f + h$ $H = 0,0282 \text{ m} + 0,5154 \text{ m}$	Pérdida total $H = 0,5436$
	$t = t_1 + t_2$ $t = 1,75 \text{ min} + 1,75 \text{ min}$	Tiempo de retención total $t = 3,50 \text{ min}$
	$G = \frac{g * H}{\sqrt{V * t}}$ $G = \frac{\sqrt{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0,5436 \text{ m}}}{\sqrt{\frac{9,56 \times 10^{-7} \text{ m}^2}{\text{s}} * 210 \text{ s}}}$	Gradiente $G = 165 \text{ s}^{-1}$

Anexo 5.Cálculos floculador diseñado

FLOCULADOR - 1 SECCIÓN				FLOCULADOR - 1 SECCIÓN		
PARAMETRO	VALOR	CONDICIÓN		PARÁMETRO	FORMULA Y RESULTADO	RESULTADO
Caudal de diseño Q (m^3/s)	0,050					
Tiempo de retención T_1 (min)	8	Asumida	480	Longitud L (m)	$L_1 \cdot V_1$	96
Velocidad del flujo V (m/s)	0,20	Asumida	0,04	Área de flujo en los canales A (m^2)		0,25
Altura del agua H (m)	1,10	Asumida	19,62	Ancho de los canales a (m)		0,23
Ancho util de la pantalla b (m)	0,85	Asumida		Ancho de vueltas d_1 (m)		0,34
Espesor de las pantallas e (m)	0,006	Asumida		Ancho del floculador B (m)		2,89
Coefficiente de pérdida de carga en las vueltas K (m)	2,00	Asumida		Numero de canales N_1		33,21
Ancho del floculador B (m)	34	Seleccionado		Numero de canales N_1 <small>Seleccionados</small>		34
Coefficiente de rugosidad n	0,013	Maning	0,0035361	Longitud 1 tramo L (m)		7,75
Peso específico	9,81	Formula		Velocidad en las curvas V_c (m/s)		0,13
Viscosidad	1,37023E-07	Formula		Area entre las curvas A_c (m^2)		0,38
				Chequeo distancia entre curvas d_c (m)		0,34
				Numero de tabiques N_t		33
				Pérdidas de cargas en las curvas h_1 (m)		0,0041
				Perimetro mojado P_1 (m)		2,43
				radio hidraulico R_1 (m)		0,10
				Pérdidas de carga en los canales h_2 (m)		0,0134
				Pérdidas totales H_p (m)		0,0175
				Gradiente de velocidad G S^{-1}		51
				Pendiente S		0,032

FLOCULADOR - 2 SECCIÓN				FLOCULADOR - 2 SECCIÓN		
PARAMETRO	VALOR	CONDICIÓN		PARÁMETRO	FORMULA Y RESULTADO	RESULTADO
Caudal de diseño Q (m ³ /s)	0,045					
Tiempo de retención T ₁ (min)	4	Asumida	240	Longitud L (m)	L ₁ *V ₁	39,6
Velocidad del flujo V m/s	0,165	Asumida	0,027225	Área de flujo en los canales A (m ₂)		0,27
Altura del agua H (m)	1,10	Asumida	19,62	Ancho de los canales a (m)		0,25
Ancho útil de la pantalla b (m)	0,85	Asumida		Ancho de vueltas d ₁ (m)		0,37
Espesor de las pantallas e (m)	0,006	Asumida		Ancho del floculador B (m)		2,92
Coefficiente de pérdida de carga en las vueltas	2,00	Asumida		Numero de canales N ₁		13,55
Ancho del floculador B (m)	14	Seleccionado		Numero de canales N ₁ Seleccionadas		14
Coefficiente de rugosidad n	0,013	Maning	0,0041375	Longitud 1 tramo L (m)		3,44
Peso especifico	9,81	Formula		Velocidad en las curvas V _c (m/s)		0,11
Viscosidad	1,37023E-07	Formula		Area entre las curvas A _c (m ²)		0,41
				Chequeo distancia entre curvas d _c (m)		0,37
				Numero de tabiques N _t		13
				Pérdidas de cargas en las curvas h ₁ (m)		0,0028
				Perimetro mojado P ₁ (m)		2,45
				radio hidraulico R ₁ (m)		0,11
				Pérdidas de carga en los canales h ₂ (m)		0,0034
				Pérdidas totales H ₂ (m)		0,0062
				Gradiente de velocidad G S ⁻¹		43
				Pendiente S		0,079

FLOCULADOR - 3 SECCIÓN				FLOCULADOR - 3 SECCIÓN		
PARAMETRO	VALOR	CONDICIÓN		PARÁMETRO	FORMULA Y RESULTADO	RESULTADO
Caudal de diseño Q (m ³ /s)	0,045					
Tiempo de retención T ₁ (min)	2	Asumida	120	Longitud L (m)	L ₁ *V ₁	19,8
Velocidad del flujo V m/s	0,165	Asumida	0,027225	Área de flujo en los canales A (m ₂)		0,27
Altura del agua H (m)	1,10	Asumida	19,62	Ancho de los canales a (m)		0,25
Ancho útil de la pantalla b (m)	0,85	Asumida		Ancho de vueltas d ₁ (m)		0,37
Espesor de las pantallas e (m)	0,006	Asumida		Ancho del floculador B (m)		2,92
Coefficiente de pérdida de carga en las vueltas K (m)	2,00	Asumida		Numero de canales N ₁		6,78
Ancho del floculador B (m)	7	Seleccionado		Numero de canales N ₁ Seleccionadas		7
Coefficiente de rugosidad n	0,013	Maning	0,004137486	Longitud 1 tramo L (m)		1,72
Peso especifico	9,81	Formula		Velocidad en las curvas V _c (m/s)		0,11
Viscosidad	1,37023E-07	Formula		Area entre las curvas A _c (m ²)		0,41
				Chequeo distancia entre curvas d _c (m)		0,37
				Numero de tabiques N _t		6
				Pérdidas de cargas en las curvas h ₁ (m)		0,0028
				Perimetro mojado P ₁ (m)		2,45
				radio hidraulico R ₁ (m)		0,11
				Pérdidas de carga en los canales h ₂ (m)		0,0017
				Pérdidas totales H ₂ (m)		0,0045
				Gradiente de velocidad G S ⁻¹		52
				Pendiente S		0,158

Anexo 6. Lista de

LISTA DE CHEQUEO VERIFICACIÓN Y DIAGNOSTICO DEL ACUEDUCTO				
Nombre del acueducto: Río Palo			Fecha: 15 de febrero de 2019	Lista No.: 1
CANAL DE CAPTACIÓN				
ASPECTO	CUMPLE	NO CUMPLE	REGULAR	OBSERVACIÓN
¿El canal se encuentra con rejas o cercamiento de seguridad?			X	
¿La captación del agua se realiza libre de contaminación?		X		
¿El canal se encuentra ubicado aguas debajo de zonas de actividad Agrícola, industrial, o está el sitio deforestado?		X		
CANAL DE ADUCCIÓN Y DESARENADORES				
¿El desarenador, tuberías de aducción y conducción presentan fugas de agua?			X	El mantenimiento de la unidad a pesar que se realiza periódicamente, es necesario adoptar un manual para la
¿Está en mal estado de conservación general la estructura?			X	

chequeo

¿Existen focos de contaminación?		X		limpieza de esta, al comprobar en la visita que el operario realiza una limpieza superficial en esta unidad.
TRATAMIENTO				
¿El estado de funcionamiento?			X	Como equipo electromecánico se tiene una base dosificadora, el cual se encuentra en mal estado, arriesgando así la salud de los empleados y entregar un agua de mala calidad, esto en cuanto a la <i>Canaleta Parshall</i>
¿Se realiza el test de jarras para medir la dosificación de químicos?	X			
¿Se realizan mediciones de Calidad de Agua para estimar el IRCA?		X		En cuanto a los floculadores , su funcionamiento es regular al ya cumplir la unidad su vida útil, de manera estructural no es óptima y el operario manifiesta su bajo rendimiento.
¿Cumple con los parámetros de diseño?	X			
TANQUE DE ALMACENAMIENTO				
¿Frecuencia de limpieza?	X			Los tanques de cloro gaseoso no se encuentran almacenado correctamente al estar expuesto en el laboratorio.
¿Los tanques se han desinfectado con Hipoclorito de Calcio o de Sodio?			X	
¿Sistema de seguridad de la tapa de inspección es la adecuada?	X			Su capacidad no alcanzaría para eventos de calamidad, aunque su estado estructural es bueno, no presenta grietas, ni filtraciones, se deberá mejorar el periodo de limpieza para que no se generen
¿Existe cerca alrededor del tanque?		X		

				focos de contaminación.
¿Los focos de contaminación están a menos de 2 m del tanque?	X			
REDES DE DISTRIBUCIÓN				
¿Los usuarios son totalmente abastecidos por el servicio?			X	No cuenta con macro medición.
¿Existen instalaciones, perforaciones o válvulas para eliminar el aire?			X	No existe catastro de redes.
¿Accesorios de la red de distribución?			X	
LABORATORIO				
¿Se cumple la resolución 2115/2007 en cuenta a parámetros físicos, químicos y microbiológicos de calidad de agua para consumo humano?			X	En función a la inspección realizada se verifico que la totalidad de los equipos con que se realizan las pruebas de análisis de aguas presentan un estado físico malo, con falta de equipos y de insumos.
¿Los equipos se encuentran en buen estado/calibrados?		X		
¿Cuentan con personal idóneo para el manejo de los equipos?		X		

