

**PREDISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP)
PARA MEJORAR LA CALIDAD DEL AGUA DE CONSUMO DE LOS HABITANTES
DEL MUNICIPIO DE MACHETÁ.**

CARLOS ANDRÉS CASTILLO CALDAS

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TRABAJO DE GRADO
BOGOTÁ**

2019

**PREDISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP)
PARA MEJORAR LA CALIDAD DEL AGUA DE CONSUMO DE LOS HABITANTES
DEL MUNICIPIO DE MACHETÁ.**

Trabajo para obtener el título como Ingeniero Civil

CARLOS ANDRÉS CASTILLO CALDAS

Director

ING. FABIO EDUARDO DÍAZ LÓPEZ

Asesor

ING. JORGE HUMBERTO BENAVIDES SANTAMARIA

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO DE GRADO
BOGOTÁ**

2019

CONTENIDO

INDICE DE FIGURAS.....	6
INDICE DE TABLAS	7
GLOSARIO	9
RESUMEN	15
ABSTRACT	16
1. INTRODUCCIÓN.....	17
2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	18
3. OBJETIVOS.....	19
3.1. Objetivo general	19
3.2. Objetivos específicos.....	19
4. JUSTIFICACIÓN	20
5. ANTECEDENTES	22
6. MARCO REFERENCIAL	24
6.1. Marco Teórico	24
6.1.1. Procesos unitarios	27
6.1.1.1 Coagulación - mezcla rápida	27
6.1.1.2 Floculación:	31
6.1.1. Filtración:	34
6.1.1.4 Desinfección.....	37
6.1.2 Información general del municipio de Macheta.....	39
6.1.2. Vías de comunicación.....	40
6.1.3. Servicios públicos.....	42
6.1.4.1 Servicio de acueducto y alcantarillado.....	42
6.1.4.2. Servicio de electricidad	43
6.1.4.3. Gas.....	43
6.1.4.4. Aseo.....	43
6.1.4.5. Telefonía y Datos	43
6.2. Marco conceptual	44
6.3. Marco tecnológico.....	46
7. METODOLOGÍA.....	47
8. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA	48
8.1. Caracterización del agua Temporada de verano.	48
8.1.1. pH.....	48

8.1.2. Acidez.....	50
8.1.3. Alcalinidad	52
8.1.4. Dureza	54
8.1.5. Turbiedad	56
8.2. Caracterización del agua Temporada de lluvias.....	57
8.2.1. pH.....	57
8.2.2. Acidez.....	57
8.2.3. Alcalinidad	59
8.2.4. Dureza	61
8.2.5. Turbiedad	63
9. DETERMINACIÓN DEL COAGULANTE Y DOSIS ÓPTIMA	65
9.1. Resultados pruebas de jarras en Temporada de verano.....	65
9.1. Resultados pruebas de jarras en temporada de lluvias.	68
10. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	72
10.1. Dotación neta máxima	72
10.2. Dotación bruta	73
10.3. Proyección de la población.....	74
10.3.1. Método geométrico.....	75
10.4. Caudal medio diario (Qmd).....	79
10.5. Caudal máximo diario (QMD)	80
10.6. Proyección de demanda.....	81
10.7. Diseño de mezcla rápida- canaleta Parshall	82
10.8 cámara de aquietamiento.....	95
10.9. Diseño del floculador	97
10.10. Diseño del filtro.....	105
10.10.1 Caudal de lavado.	107
10.10.2 Diseño de canaleta de lavado	108
10.10.3 Diseño de sistema de bombeo para reutilizar el agua de lavado	109
10.10.4 Volumen del tanque de lavado de los filtros	113
10.10.5 Diámetro de la tubería de entrada de lavado al filtro	114
10.10.5.1 Pérdidas en el diámetro de la tubería de entrada de lavado al filtro.....	114
10.10.6 Calculo de caudal de llenado tanque elevado.....	116
10.10.7 Volumen del tanque de succión de la bomba.....	117
10.10.8 Pérdidas en la succión de la bomba.....	117

10.10.9 Pérdidas en la impulsión de la bomba.....	119
10.10.10 Pérdidas en el falso fondo Eternit	121
10.10.11 Pérdidas en el lecho filtrante de arena.....	122
10.11. Desinfección.....	123
10.12 Diseño tanque de aguas claras.....	126
11. TRATAMIENTO DE LODOS	128
11.1 . Diseño de Lechos de Secado de Lodos floculadores	128
11.1 .1. Diseño de Lechos de Secado de Lodos floculadores	130
11.2 . Lodo producido por Filtros.	132
11.2.1 Diseño de Lechos de Secado para Filtros.	133
12. PREDIO DONDE SE PROYECTA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PTAP	135
13. CONCLUSIONES.	137
14. BIBLIOGRAFIA	139

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de Cundinamarca en Colombia. Tomado de Agustín Codazzi.....	20
Figura 2. Mapa de Cundinamarca. Tomado de Agustín Codazzi	21
Figura 3. Cabecera Municipal de Macheta. google maps.	21
Figura 4. Partículas en agua y otros tamaños de referencia. Copyright © 2010 by The McGraw-Hill Companies, Inc. All rights reserved. Mackenzie L. Davis. (2010). WATER AND WASTEWATER ENGINEERING Design Principles and Practice.....	28
Figura 5. Floculadores flujo Horizontal y vertical. Arboleda valencia, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Tercera edición.	33
Figura 6. Floculadores flujo Horizontal y vertical. Tomado de Romero Rojas, Jairo Alberto. Potabilización del agua. Tercera edición.	34
Figura 7. Métodos de desinfección comúnmente utilizados en el tratamiento de agua. Tomado de MWH's Water Treatment: Principles and Design, Third Edition.....	38
Figura 8. Ubicación del municipio de Machetá. Tomada de google maps.	39
Figura 9. Colindancias de Machetá Cundinamarca. Tomada de www.cundinamarca.gov.co	40
Figura 10. Vía de acceso del municipio de Machetá. Tomada de invias.	41
Figura 11. Cobertura del acueducto de Machetá Cundinamarca. Tomada de oficina de servicios Machetá.	42
Figura 12. Papel indicador del pH. Tomado in situ	48
Figura 13. Prueba de acidez de la muestra en laboratorio. Elaboración propia.	50
Figura 14. Prueba de alcalinidad de la muestra en laboratorio. Elaboración propia.....	52
Figura 15. Prueba de dureza total aplicada a la muestra en laboratorio. Elaboración propia	54
Figura 16. Prueba de acidez de la muestra en laboratorio. Elaboración propia.	57
Figura 17. Prueba de alcalinidad de la muestra en laboratorio. Elaboración propia.....	59
Figura 18. Prueba de dureza total aplicada a la muestra en laboratorio. Elaboración propia	61
Figura 19. Lectura del turbidímetro. Elaboración propia.....	63
Figura 20. Prueba de ensayo de jarras sulfato de aluminio temporada verano. Elaboración Propia.....	65
Figura 21. Dosis en relación contra turbiedad. Elaboración propia.	66
Figura 22. Dosis en relación contra turbiedad. Elaboración propia.	67
Figura 23. Prueba de ensayo de jarras sulfato Ferroso temporada de lluvias. Elaboración Propia.....	68
Figura 24. Dosis en relación contra turbiedad. Elaboración propia.	69
Figura 25. Prueba de ensayo de jarras sulfato de aluminio temporada de lluvias. Elaboración Propia.....	70
Figura 26. Dosis en relación contra turbiedad. Elaboración propia.	71
Figura 27. Datos censo nacional 2018. Tomada de DANE.	74
Figura 28. Proyección de población de municipios aledaños. Elaboración propia.	78
Figura 29. Curva de demanda. Elaboración propia.....	82
Figura 30. Dimensiones de canaleta Parshall fuente: Arboleda Valencia, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Tercera edición.....	83
Figura 31. Grafica de caudal contra ha. Elaboración propia.....	85
Figura 32. Pérdida de carga en el falso fondo. Tomado de Eternit.....	121
Figura 33. Curva de cloro residual. Fuente: capítulo 17. Ingeniería de los sistemas de tratamiento y disposición de aguas	123
Figura 34. Corte transversal lecho de secado. Elaboración propia.	134
Figura 35. Imagen de la ubicación del lote de la planta.....	135
Figura 36. Ampliación de la imagen de la ubicación del lote de la planta.....	136

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Límites de calidad del agua para plantas de filtración directa.	26
Tabla 2. Límites de calidad del agua para plantas de filtración directa.	26
Tabla 3. Parámetros para el diseño de la mezcla rápida	31
Tabla 4. Características de filtración Convencional. Tomado de la resolución 0330 de 2017.	36
Tabla 5. Rangos de filtración lenta en múltiples etapas (FIME).....	36
Tabla 6. Características de las membranas de filtración avanzada	37
Tabla 7. PH Agua cruda.....	49
Tabla 8. pH Agua Destilada.....	49
Tabla 9. PH Agua potable.....	49
Tabla 10. Acidez Agua cruda.....	50
Tabla 11. Acidez Agua Potable.....	51
Tabla 12. Resultados de prueba de acidez	51
Tabla 13. Alcalinidad Agua cruda (5 gotas de verde bromocresol).....	52
Tabla 14. Resultados de prueba de alcalinidad.	53
Tabla 15. Dureza Agua cruda	54
Tabla 16. Dureza agua potable.....	55
Tabla 17. Resultados de prueba de dureza total.....	55
Tabla 18. Turbiedad Agua Cruda.....	56
Tabla 19. Turbiedad Agua Destilada	56
Tabla 20. Turbiedad Agua Potable	56
Tabla 21. pH Agua cruda.....	57
Tabla 22. Acidez Agua cruda.....	58
Tabla 23. Resultados de prueba de acidez	58
Tabla 24. Alcalinidad agua cruda (5 gotas de verde bromocresol).....	60
Tabla 25. Resultados de prueba de alcalinidad	60
Tabla 26. Dureza Agua cruda	62
Tabla 27. Resultados de prueba de dureza total.....	62
Tabla 28. Turbiedad Agua Cruda.....	64
Tabla 29. Resumen de Ensayos temporada seca.....	64
Tabla 30. Resumen de Ensayos temporada de invierno.....	64
Tabla 31. Test de jarras sulfato de aluminio	66
Tabla 32. Test de jarras sulfato ferroso.....	67
Tabla 33. Test de jarras Sulfato ferroso	68
Tabla 34. Test de jarras Sulfato de Aluminio	70
Tabla 35. Dotación neta máxima	72
Tabla 36. Datos de población de la cabecera municipal de Machetá según el DANE.	75
Tabla 37. Proyección de población por método geométrico hasta 2045.....	77
Tabla 38. Proyección de demanda de caudal hasta 2045.	81
Tabla 39. Dimensiones de la canaleta parshall.	83
Tabla 40. Fórmulas para canaleta parshall.....	84
Tabla 41. Valores de ha según diferentes caudales.....	85
Tabla 42. Valores de sumergencia máxima para que no trabaje ahogada.....	87

Tabla 43. Valores de sumergencia máxima para que no trabaje ahogada.....	90
Tabla 44. Valores de sumergencia máxima para que no trabaje ahogada.....	93
Tabla 45. Variables para el cálculo del floculador Cox.	97
Tabla 46. Verificación de cumplimiento hidráulico del floculador para 1 año.....	101
Tabla 47. Verificación de cumplimiento hidráulico del floculador para 15 años.	101
Tabla 48. Verificación de cumplimiento hidráulico del floculador para 25 años.	102
Tabla 49. Parámetros de tasa de filtración según el tipo filtración	106
Tabla 50. Longitudes equivalentes de tubería de impulsión para reutilizar el agua de lavado.	110
Tabla 51. Longitudes equivalentes de tubería de succión para reutilizar el agua de lavado.....	112
Tabla 52. Dimensiones del tanque de lavado de los filtros.....	113
Tabla 53. Longitudes equivalentes de tubería de lavado.	115
Tabla 54. Longitudes equivalentes de tubería de succión hacia el tanque de lavado.....	118
Tabla 55. Longitudes equivalentes de tubería de impulsión hacia el tanque de lavado.....	120
Tabla 56. Resumen de las pérdidas en el lavado de filtros y tanque elevado	122
Tabla 57. Parámetros de desinfección por cloro (< 1 NTU).....	124
Tabla 58. Parámetros de desinfección por cloro (1-2 NTU).....	125

GLOSARIO

- **Agua cruda:** Agua que no ha sido sometida a proceso de tratamiento. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Agua potable:** Agua que, por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos, en las condiciones señaladas en el Decreto 475 de 1998, puede ser consumida por la población humana sin producir efectos adversos a la salud. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Agua dura:** Agua que contiene cationes divalentes y sales disueltas en concentraciones tales que interfieren en la formación de la espuma del jabón.

- **Agua para consumo humano:** Es aquella que se utiliza en bebida directa y preparación de alimentos para consumo. (Decreto 475 de 1998)

- **Alcalinidad:** Capacidad del agua para neutralizar los ácidos. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Calidad del agua:** Conjunto de características organolépticas, físicas, químicas y microbiológicas propias del agua. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Caudal de diseño:** Caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un sistema determinado. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Cloración:** Aplicación de cloro al agua, generalmente para desinfectar o para oxidar compuestos indeseables. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Cloro residual:** Concentración de cloro existente en cualquier punto del sistema de abastecimiento de agua, después de un tiempo de contacto determinado. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Coagulación** Aglutinación de las partículas suspendidas y coloidales presentes en el agua mediante la adición de coagulantes. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Coagulantes:** Sustancias químicas que inducen el aglutinamiento de las partículas muy finas, ocasionando la formación de partículas más grandes y pesadas. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Coloides:** Sólidos finamente divididos (que no disuelven) que permanecen dispersos en un líquido por largo tiempo debido a su menor diámetro y a la presencia de una carga eléctrica en su superficie. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Desarenador:** Componente destinado a la remoción de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Desinfección:** Proceso físico o químico que permite la eliminación o destrucción de los organismos patógenos presentes en el agua. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Dosificación:** Acción mediante la cual se suministra una sustancia química al agua. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Dosis óptima:** Concentración que produce la mayor eficiencia de reacción en un proceso químico. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Dotación:** Cantidad de agua asignada a una población o a un habitante para su consumo en cierto tiempo. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Filtración:** Proceso mediante el cual se remueven las partículas suspendidas y coloidales del agua al hacerlas pasar a través de un medio poroso. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Floculación:** Aglutinación de partículas inducida por una agitación lenta de la suspensión coagulada. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Gradiente de velocidad medio:** Raíz cuadrada de la potencia total disipada (P) en la unidad de volumen de una estructura hidráulica (V) dividida por la viscosidad absoluta del agua. (RAS).

- **Lecho de filtración:** Medio constituido por material granular poroso por el que se hace percolar un flujo. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Lodo:** Contenido de sólidos en suspensión o disolución que contiene el agua y que se remueve durante los procesos de tratamiento. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico)

- **Mantenimiento:** Conjunto de acciones que se ejecutan en las instalaciones y/o equipos para prevenir daños o para la reparación de los mismos cuando se producen. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Material flotante:** Material que se ve afectado por la flotación, y que se mantiene en la superficie y así se puede notar debido a los reflejos de la luz, lo que hace que tenga apariencia turbia.

- **Mezcla rápida:** consiste en una fuerte agitación con el fin de dispersar rápida y homogéneamente los productos químicos aplicados en dosis óptimas a la masa de agua. (RAS 2000, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Mezcla lenta:** Agitación suave del agua con los coagulantes, con el fin de favorecer la formación de los flóculos. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Número de Froude:** Es la relación de las fuerzas inerciales y la fuerza de gravedad. (RAS 2000 título c).

- **Número de Reynolds:** Es la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas de fricción (RAS).

- **Pérdida de carga:** Disminución de la energía de un fluido debido a la resistencia que encuentra a su paso. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Planta de potabilización:** Conjunto de obras, equipos y materiales necesarios para efectuar los procesos que permitan cumplir con las normas de calidad del agua potable. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Precloración:** Adición de cloro al iniciar un proceso o una serie de procesos. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Prueba de jarras:** Ensayo de laboratorio que simula las condiciones en que se realizan los procesos de oxidación química, coagulación, floculación y sedimentación en la planta. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Población servida o atendida:** Es el número de personas abastecidas por un sistema de suministro de agua. (Resolución 2115 de 2007).

- **Potabilización:** Es el conjunto de operaciones y procesos que se realizan sobre el agua cruda, con el fin de modificar sus características físicas, químicas y microbiológicas, para hacerla apta para el consumo humano.

- **Sedimentación:** Proceso en el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad, previa adición de químicos coagulantes. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Solubilidad:** Capacidad de una sustancia o soluto de mezclarse homogéneamente en un solvente para unas condiciones de presión y temperatura específicas. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Turbiedad:** Propiedad óptica del agua basada en la medida de luz reflejada por las partículas en suspensión. (RAS, reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

- **Valor aceptable:** Es el establecido para la concentración de un componente o sustancia, que garantiza que el agua para consumo humano no representa riesgos conocidos a la salud. (Resolución 2115 de 2007)

- **Vertederos:** Es un dispositivo hidráulico en el que se busca un rebose en donde se produce un resalto hidráulico, por lo que se aprovecha para desarrollar la mezcla rápida o para desarrollar un aforo.

RESUMEN

El proyecto consiste en el pre-diseño de la Planta de tratamiento de agua potable para municipio de Machetá, el cual corresponde a una planta de tipo Filtración Directa, la elección de esta planta de tratamiento se eligió debido a unos ensayos de laboratorio, las cuales indicaron a las bajas turbiedades en Temporada de verano e invierno. El punto de captación se realiza en la parte alta de la quebrada “Don Alonso”, ubicada en la vereda de San Bernabé cerca al páramo don Alonso. Los pre-diseños de la planta de potabilización de Machetá se realizarán para un periodo de 25 años, para abastecer de agua potable a la cabecera municipal, debido a que no realizan ningún tratamiento previo antes de tomarla.

El procedimiento para llevar a cabo este proyecto será: tomar dos muestras en temporada seca y dos en temporada de invierno, con el fin de caracterizar el agua y elegir el tratamiento, posterior a esto se realiza una proyección de población para determinar el caudal de diseño y así diseñar cada una de las unidades de la planta de tratamiento.

Palabras clave: Agua potable, Filtración directa, Planta de tratamiento agua potable, parámetros de diseño.

ABSTRACT

The project **consists** in the pre-design of the Drinking Water Treatment Plant for the **municipality** of Macheta, which corresponds to a Direct Filtration type plant, the choice of this treatment plant was chosen due to laboratory tests, which They indicated low turbidity in the summer and winter seasons. The catchment point is made in the upper part of the “Don Alonso” **gorge**, located on the San Bernabe sidewalk near the Don Alonso moor. The pre-designs of the Macheta water treatment plant will be carried out for a period of 25 years, to supply drinking water to the municipal seat, because they do not carry out any prior treatment before taking it.

The procedure to carry out this project will be: take two samples in dry season and two in winter season, in order to characterize the water and choose the treatment, after this a population projection is carried out to determine the design flow and thus design each of the units of the treatment plant.

Key words: Drinking water, Direct filtration, Drinking water treatment plant, design parameters.

1. INTRODUCCIÓN

Asegurar y mantener un suministro adecuado de agua ha sido uno de los factores esenciales en el desarrollo de los asentamientos humanos. Los primeros desarrollos se relacionaron principalmente con la cantidad de agua disponible. Sin embargo, el aumento de la población ha ejercido más presión sobre las fuentes superficiales limitadas de alta calidad, y la contaminación del agua con desechos municipales, agrícolas e industriales ha provocado un deterioro de la calidad del agua en muchas otras fuentes. Al mismo tiempo, las regulaciones de calidad del agua se han vuelto más rigurosas, las capacidades analíticas para detectar contaminantes se han vuelto más sensibles y el público en general se ha vuelto más conocedor y discriminatorio sobre la calidad del agua. Por lo tanto, la calidad de una fuente de agua no se puede pasar por alto en el desarrollo del suministro de agua. De hecho, prácticamente todas las fuentes de agua requieren algún tipo de tratamiento antes del uso potable. (JohnC.Crittenden, 2012)

El tratamiento del agua se puede definir como el procesamiento del agua para lograr una calidad del agua que cumpla con los objetivos o estándares establecidos por el usuario final o una comunidad a través de sus agencias reguladoras. Las metas y los estándares pueden incluir los requisitos de las agencias reguladoras, los requisitos adicionales establecidos por una comunidad local y los requisitos asociados con procesos industriales específicos. La evolución de la práctica de tratamiento de agua tiene una rica historia de desarrollos empíricos y científicos, y los desafíos que se han superado y superado. (JohnC.Crittenden, 2012)

2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Macheta Cundinamarca es uno de los 106 municipios en Colombia que no cuenta con agua potable. Machetá es un municipio aledaño a la ciudad de Bogotá, en los últimos años ha presentado un crecimiento poblacional lo cual ha generado el aumento de la demanda del recurso hídrico, el cual se encuentra por doquier en los diversos afloramientos de agua en diferentes zonas del municipio, pero a su vez no cuenta con un sistema adecuado de tratamiento del agua para que sea apta para la distribución y consumo de los habitantes del municipio, lo cual pone en riesgo la salud de los usuarios que se benefician de dicho recurso especialmente en temporadas de lluvias ya que se presenta turbulencia y posteriormente la mezcla del agua con materia orgánica lo cual afecta la calidad del agua, debido a que es captada de una quebrada sin ningún tipo de tratamiento previo al consumo.

3. OBJETIVOS

3.1. Objetivo general

- Realizar los pre-diseños de las unidades de tratamiento de una planta de potabilización para la cabecera Municipal del municipio de Machetá Cundinamarca.

3.2. Objetivos específicos

- Identificar algunas características fisicoquímicas de una muestra de agua por medio de laboratorios.
- Elegir un tren de tratamiento el cual satisfaga los parámetros mínimos de calidad en la salida de la planta de potabilización.
- Identificar la dosis y coagulante óptimo para potabilizar el agua.

4. JUSTIFICACIÓN

Macheta es un municipio aledaño a la ciudad de Bogotá debido a que se encuentra aproximadamente a una hora y diez minutos en vehículo. Debido a la cercanía en los últimos años ha presentado un crecimiento poblacional, debido a que bastante gente de la ciudad de Bogotá se ha trasladado a vivir en el municipio de macheta, lo cual ha generado el aumento de la demanda del recurso hídrico, el cual se encuentra por doquier en los diversos afloramientos de agua en diferentes zonas del municipio, pero a su vez no cuenta con un sistema adecuado de tratamiento del agua apto para el consumo y distribución a los habitantes del municipio, lo cual pone en riesgo la salud de los usuarios que se benefician de dicho recurso especialmente en temporadas invernales ya que se presenta turbulencia y posteriormente la mezcla del agua con materia orgánica lo cual afecta la fuente de abastecimiento debido a que es captada de una quebrada sin ningún tipo de tratamiento previo al consumo. Según lo anterior la planta se diseñará para mejorar las condiciones de vida de los habitantes de la cabecera Municipal de Machetá Cundinamarca.



Figura 1. Ubicación de Cundinamarca en Colombia. Tomado de Agustín Codazzi.

5. ANTECEDENTES

Las preocupaciones de salud por el agua potable han evolucionado con el tiempo. Si bien las referencias a la filtración como una forma de aclarar el agua se remontan a miles de años, la relación entre la calidad del agua y la salud no fue bien entendida o apreciada. El tratamiento en esos días tenía tanto que ver con las cualidades estéticas del agua (claridad, sabor, etc.) como con la prevención de enfermedades. La relación entre la calidad del agua y la salud se hizo evidente en el siglo XIX, y durante los primeros 100 años de la profesión de ingeniería de tratamiento de agua, el tratamiento se centró en prevenir los brotes de enfermedades transmitidas por el agua. Sin embargo, desde 1970, los objetivos del tratamiento se han vuelto mucho más complejos a medida que los problemas de salud pública pasaron de ser enfermedades agudas a los efectos crónicos para la salud de trazas de contaminantes antropogénicos (provocados por el hombre). (JohnC.Crittenden, 2012)

A mediados del siglo XIX, era una creencia común que las enfermedades como el cólera y la fiebre tifoidea se transmitían principalmente al respirar miasma, vapores que emanaban de una víctima en descomposición y que iban a la deriva durante la noche. Esta visión comenzó a cambiar en la última mitad de ese siglo. En 1854, el Dr. John Snow demostró que una importante epidemia de cólera en Londres fue el resultado de la contaminación del agua (Snow, 1855). Diez años después, el Dr. Louis Pasteur articuló la teoría de los gérmenes de la enfermedad. Durante las siguientes décadas, varios médicos, científicos e ingenieros comenzaron a comprender las observaciones empíricas de brotes de enfermedades anteriores. A fines de la década de 1880, estaba claro que algunas enfermedades epidémicas importantes a menudo eran transmitidas por el agua, como el cólera, la fiebre tifoidea y la disentería amebiana (Olsztynski, 1988). A finales del

siglo XIX, se estaban desarrollando métodos como la prueba de coliformes para evaluar la presencia de contaminación por aguas residuales en un suministro de agua (Smith, 1893), y se estaba desarrollando el proceso de tratamiento de agua convencional (coagulación / floculación / sedimentación / filtración) como una forma robusta de eliminar la contaminación de los suministros de agua municipales (Fuller, 1898). (JohnC.Crittenden, 2012)

6. MARCO REFERENCIAL

6.1. Marco Teórico

Las aguas superficiales naturales contienen partículas inorgánicas y orgánicas. Los constituyentes inorgánicos en forma de partículas, incluidos la arcilla, el limo y los óxidos minerales, generalmente ingresan al agua superficial mediante procesos de erosión natural. Las partículas orgánicas pueden incluir virus, bacterias, algas, quistes de protozoos y ooquistes, así como desechos de desechos que han caído en la fuente de agua. Además, las aguas superficiales contendrán componentes orgánicos coloidales y disueltos muy finos, como los ácidos húmicos, un producto de la descomposición y la lixiviación de residuos orgánicos. La materia orgánica en partículas y disuelta a menudo se identifica como materia orgánica natural (NOM).

Se requiere la eliminación de estas partículas porque pueden

- 1). reducir la claridad del agua a niveles inaceptables (es decir, causar turbidez), así como impartir color al agua (razones estéticas),
- 2). Ser agentes infecciosos (por ejemplo, virus, bacterias, etc.). y protozoos), y
- 3). tienen compuestos tóxicos adsorbidos en sus superficies externas. La eliminación de la NOM disuelta es importante porque muchos de los componentes que comprenden la NOM disuelta son precursores de la formación de desinfección por productos cuando el cloro se usa para la desinfección. NOM también puede impartir color al agua. (JohnC.Crittenden, 2012)

Planta Filtración Directa

Es una alternativa a la filtración rápida, constituida por los procesos de mezcla rápida y filtración, apropiada solo para aguas claras. Son ideales para este tipo de solución las aguas provenientes de embalses o represas, que operan como grandes presedimentadores y proporcionan aguas constantemente claras y poco contaminadas. Cuando la fuente de abastecimiento es confiable —caso de una cuenca virgen o bien protegida—, en la que la turbiedad del agua no supera de 10 a 20 UNT el 80% del tiempo, y no supera 30 UNT ni 25 UC el 90% del tiempo, puede considerarse la alternativa de emplear *filtración directa descendente*. (LidiadeVargas, 2004)

Cuando el agua viene directamente del río y aunque clara la mayor parte del año, presenta frecuentes fluctuaciones de turbiedad, normalmente se considera una floculación corta, generalmente de no más de 6 a 8 minutos, para obtener un efluente de calidad constante, aunque con carreras de filtración más cortas. Esta es la alternativa más restringida de todas en cuanto a la calidad de agua que se va a tratar. (LidiadeVargas, 2004)

En el caso de aguas que el 90% del tiempo no sobrepasan los 100 UNT y las 60 UC y alcanzan esporádicamente hasta 200 UNT y 100 UC, podrían ser tratadas mediante *filtración directa ascendente*. (LidiadeVargas, 2004)

La tercera alternativa disponible para aguas relativamente claras es la *filtración directa ascendente–descendente*. Esta alternativa es aplicable a aguas que el 90% del tiempo no sobrepasan las 250 UNT ni las 60 UC, y alcanzan esporádicamente más de 400 UNT y 100 UC.

En la tabla 1 sintetiza los rangos de calidad de agua óptimos para cada alternativa de tratamiento mencionada. Este tipo de soluciones requieren un amplio estudio de la fuente, para estar bien seguros de su comportamiento estacional, sobre todo durante los ciclos lluviosos.

Tabla 1. *Límites de calidad del agua para plantas de filtración directa.*

Alternativa	Parámetros	90% del tiempo	80% del tiempo	Esporádicamente
Filtración directa descendente	Turbiedad (UNT)	25-30	< 20	< 50
	Color verdadero (UC)	< 25		
	NMP de coliformes totales/100 Ml	< 2.500		
	Concentración de algas (unidades/mL)	< 200		
Filtración directa ascendente	Turbiedad (UNT)	< 100	< 50	< 200
	Color (UC)	< 60		< 100
Filtración directa ascendente-descendente	Turbiedad (UNT)	< 250	< 150	< 400
	Color (UC)	< 60		< 100

Tabla 1. Límites de calidad del agua para plantas de filtración directa. Tomado de CAPÍTULO 3 de Lidia de Vargas PROCESOS UNITARIOS Y PLANTAS DE TRATAMIENTO Ing. Lidia de Vargas.

Además de las especificaciones de calidad de agua indicadas en el cuadro anterior, se deberán tener en cuenta otros parámetros de calidad de la fuente que se indican en la tabla 2.

Tabla 2. *Límites de calidad del agua para plantas de filtración directa.*

Parámetros	Valores recomendables
Sólidos suspendidos (mg/L)	< 50
Carbono orgánico total (mg/L)	< 5
pH	5,5-6,5
Fósforo total (mg/L)	< 0,05
Nitrógeno total (mg/L)	< 5
Clorofila (µg /L)	< 10
Coliformes totales (colif./100)	< 2.500
Hierro (mg/L)	< 10
Manganeso (mg/L)	< 2

Tabla 2. Límites de calidad del agua para plantas de filtración directa. Tomado de CAPÍTULO 3 de Lidia de Vargas PROCESOS UNITARIOS Y PLANTAS DE TRATAMIENTO Ing. Lidia de Vargas.

6.1.1. Procesos unitarios

6.1.1.1 Coagulación - mezcla rápida

La coagulación y la floculación son componentes esenciales de los sistemas convencionales de tratamiento de agua, que están diseñados para

- Eliminar los agentes infecciosos,
- Eliminar los compuestos tóxicos que se han adsorbido a la superficie de las partículas,
- Eliminar los precursores de la formación de subproductos de desinfección, y
- Hacer que el agua sea de buen gusto.

Los suministros de agua superficial contienen partículas orgánicas e inorgánicas. Las partículas orgánicas pueden incluir algas, bacterias, quistes de protozoos, ooquistes y detritos de la vegetación que ha caído al agua. La erosión produce partículas inorgánicas de arcilla, limo y óxidos minerales. El agua superficial también incluirá materia orgánica en partículas y disuelta, denominada colectivamente materia orgánica natural (NOM), que es un producto de la descomposición y lixiviación de detritus orgánicos. La NOM es importante porque es un precursor de la formación de subproductos de desinfección.

El agua subterránea tratada para eliminar la dureza, o hierro o manganeso, por precipitación contiene partículas finamente divididas.

Tanto los precipitados como las partículas de agua superficial pueden clasificarse, para fines prácticos, como suspendidos y coloidales. Las partículas suspendidas varían en tamaño desde aproximadamente 0,1 μm hasta aproximadamente 100 μm de diámetro (figura 1). Las partículas coloidales están en el rango de tamaño entre las sustancias disueltas y las partículas suspendidas. Se encuentran en estado sólido y pueden eliminarse del líquido por medios físicos, como la

centrifugación de muy alta fuerza o por el paso del líquido a través de filtros con espacios de poros muy pequeños. Las partículas coloidales son demasiado pequeñas para ser eliminadas por sedimentación o por procesos de filtración con arena.

El objeto de la coagulación (y posteriormente la floculación) es convertir las partículas pequeñas en partículas más grandes llamadas flocs, ya sea como precipitados o partículas suspendidas. Los flocs se eliminan fácilmente en procesos subsiguientes como sedimentación, flotación por aire disuelto (DAF) o filtración. Para el propósito de esta discusión, coagulación significa la adición de uno o más productos químicos para condicionar las partículas pequeñas para su posterior procesamiento por floculación. * La floculación es el proceso de agregación de las partículas desestabilizadas y los productos de precipitación. (Mackenzie, 2010)

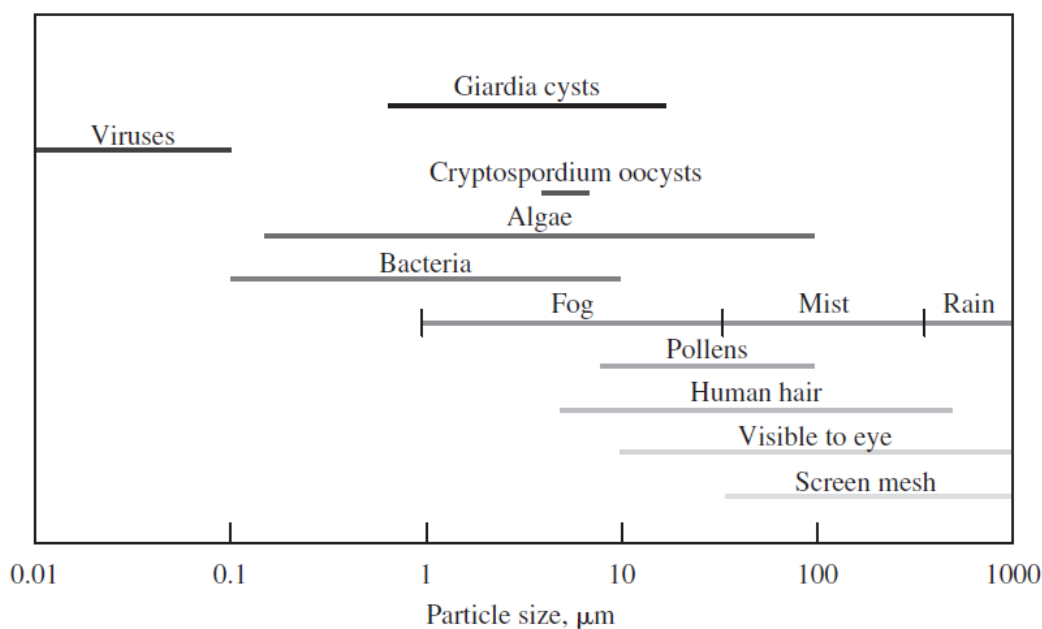


Figura 4. Partículas en agua y otros tamaños de referencia. Copyright © 2010 by The McGraw-Hill Companies, Inc. All rights reserved. Mackenzie L. Davis. (2010). WATER AND WASTEWATER ENGINEERING Design Principles and Practice.

Tipos de coagulantes más usados

Sulfato de aluminio ($Al_2(SO_4)_3 \cdot 14 H_2O$): El sulfato de aluminio es el coagulante más usado. Es un sólido de cristal grisáceo. Se le conoce como alúmina o alumbre. Reacciona con la alcalinidad del agua y con los fosfatos.

Rango de pH para la coagulación óptima: 5-7,5.

Dosis: en tratamiento de aguas residuales, de 100 a 300 g/m³, según el tipo de agua residual y la exigencia de calidad.

Sulfato ferroso ($FeSO_2$): Se usa generalmente junto con la cal (CaO) o junto con el cloro para llevar a cabo una coagulación efectiva. La reacción del $FeSO_4$ con la cal hidratada se ve favorecida a pH altos.

Rango de pH para la coagulación óptima, alrededor de 9,5.

Dosis: se necesitan de 200 a 400 g/m³ de reactivo comercial $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ *Con cal

Sulfato férrico ($Fe_2(SO_4)_3$): El sulfato férrico está disponible comercialmente en forma granular de color marrón rojizo. Es muy soluble en agua. Puede reaccionar con la alcalinidad del agua o con materiales alcalinos añadidos como la cal.

Rango de pH para la coagulación óptima: entre 4 y 7, y mayor de 9.

Dosis: de 10 a 150 g/m³ de reactivo comercial $Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$ * Con cal.

Cloruro férrico ($FeCl_3$): Está disponible en fase sólida y líquida. Se genera por la oxidación del sulfato ferroso con cloro. Este método tiene la ventaja de que la coagulación puede

ser llevada bajo diferentes pH (entre 4,8 y 11). Es usado en tratamientos de aguas residuales e industriales. Reacciona con la alcalinidad del agua y con los compuestos alcalinos añadidos.

Rango de pH para la coagulación óptima: entre 4 y 6, y mayor de 8.

Dosis: de 5 a 160 g/m³ de reactivo comercial FeCl₃ 6H₂O * Con cal

Tipo de mezcladores

- **Mezcladores Hidráulicos**

Resalto hidráulico. Se usan cuando el flujo en la entrada de la planta llega con suficiente energía

Difusores: es un tubo perforado, hay que tener en cuenta que entre más puntos de aplicación del coagulante, se obtendrá una mayor homogeneización, además hay menor disipación de energía que mediante el resalto hidráulico.

Vertederos: la dosificación se realiza a lo largo del vertedero, este también funciona como aforador

- **Mezcladores Mecánicos**

Se pueden diseñar con sección rectangular o circular, puede ser de hélices, paletas o turbinas, que son impulsadas por un motor, el agua debe entrar por la parte inferior del tanque y salir por la parte superior.

Los parámetros que se deben tener en cuenta para el diseño de la mezcla rápida son los que se muestran en la tabla 3.

Tabla 3. *Parámetros para el diseño de la mezcla rápida*

Tipo de mezclador	Rango de gradiente de velocidad medio	Tiempo de mezcla
Hidráulico	1000seg ⁻¹ - 2000 seg ⁻¹	< 1 seg
Mecánico	500 seg ⁻¹	< 60 seg

Tabla 3. Parámetros para el diseño de la mezcla rápida. Tomado de la resolución 0330 de 2017

6.1.1.2 Floculación:

Smoluchowski (1917) observó que las pequeñas partículas experimentan un movimiento browniano aleatorio debido a las colisiones con las moléculas del fluido y que estos movimientos producen colisiones partícula a partícula.

Langelier (1921) observó que la agitación del agua que contenía partículas creaba gradientes de velocidad que provocaban colisiones de partículas. Estas observaciones proporcionan la base para describir los mecanismos de floculación.

Floculación a microescala

La floculación de partículas pequeñas (menos de 0.1 m de diámetro) es causada por la difusión. La velocidad de floculación es relativa a la velocidad a la que se difunden las partículas. Por lo tanto, el principal mecanismo de agregación es a través del movimiento browniano. Esta agregación se denomina floculación a microescala o floculación pericinética. Después de un período de segundos, los microflocs varían en tamaño desde 1 hasta aproximadamente 100 m de diámetro. (Mackenzie, 2010)

Floculación de macroescala

La mezcla es el principal mecanismo de floculación para partículas de más de 1 m de diámetro. Este mecanismo se conoce como floculación de macroescala o floculación ortoquinética. La mezcla mecánica se emplea para lograr la floculación ortoquinética.

La mezcla mecánica causa fuerzas de corte desiguales en el floc, y algunos de los floc están rotos hacia arriba. Después de algún período de mezclado, se logra una distribución en estado estable de los tamaños de floc y la formación y la ruptura se vuelven casi iguales. (Mackenzie, 2010)

Floculación convencional.

Las unidades de mezcla rápida y mezcla lenta deben ubicarse lo más cerca posible. Para caudales menores de 250 l/s, el tipo de floculador podrá ser hidráulico o mecánico, mientras que para caudales mayores o iguales a 250 l/s será mecánico; en todos los casos de proyectos nuevos se deberán garantizar mínimo tres zonas de floculación, para alcanzar una disminución de los gradientes de velocidad de mezcla entre 70 s^{-1} y 10 s^{-1} y cuyo gradiente medio del proceso deberá ser 40 s^{-1} . Se requieren tiempos de retención hidráulica de 20 a 40 minutos, en total, para el proceso. El responsable del proyecto deberá realizar un análisis multivariable para la escogencia del tipo de agitación óptimo, en función de la eficiencia de remoción, tiempo de retención hidráulica, superficie de ocupación, y costos de operación de energía y productos químicos. (Resolución0330, 2017).

Tipos de Floculadores

Floculadores tipo hidráulicos

- Flujo Horizontal

Mezcla lenta por la pérdida de carga que se produce principalmente en las curvas, cambios de dirección del flujo.

- Flujo Vertical

Mezcla lenta por la pérdida de carga que se produce principalmente en las curvas, cambios de dirección del flujo.

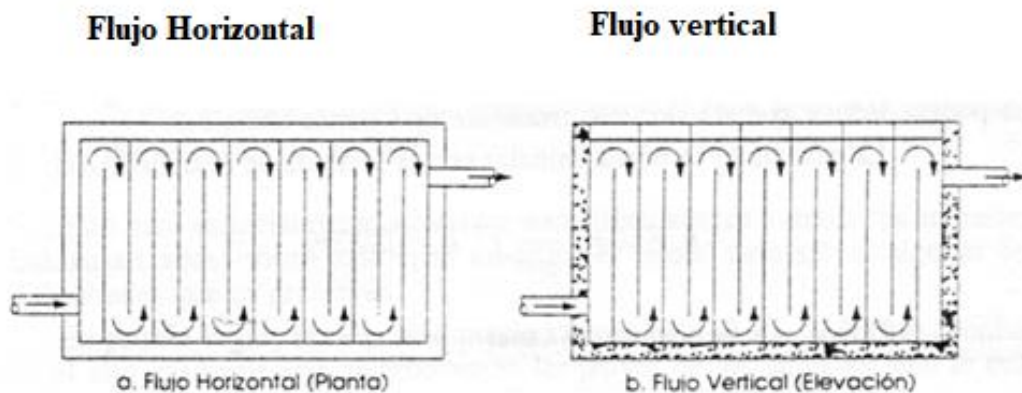


Figura 5. Floculadores flujo Horizontal y vertical. Arboleda valencia, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Tercera edición.

Floculadores Mecánicos.

- Eje Horizontal

Mezcla lenta que se produce por el movimiento de paletas.

- Eje Vertical

Mezcla lenta que se produce por el movimiento de paletas.

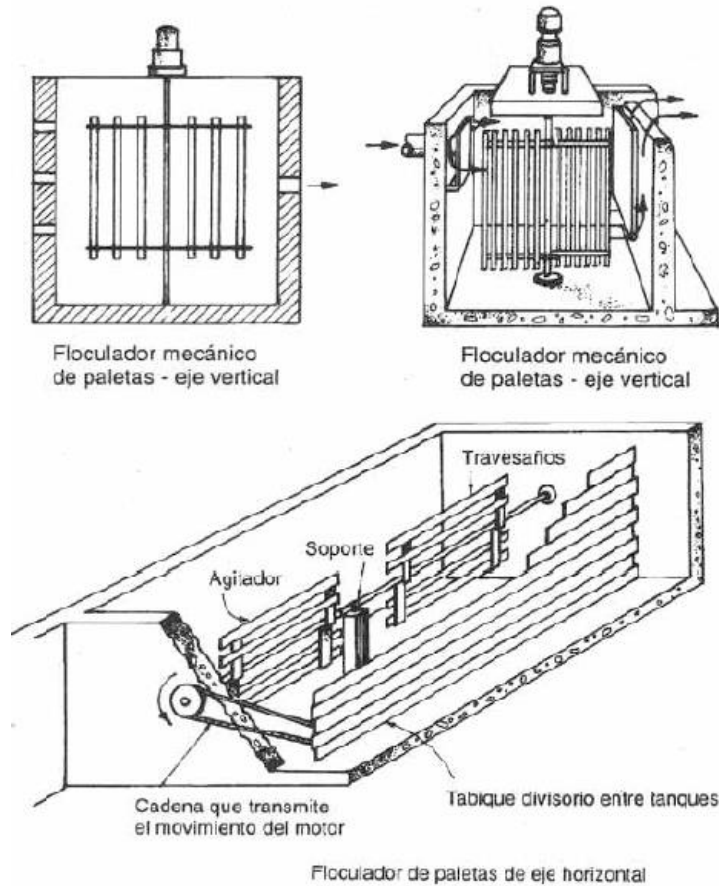


Figura 6. Floculadores flujo Horizontal y vertical. Tomado de Romero Rojas, Jairo Alberto. Potabilización del agua. Tercera edición.

6.1.1. Filtración:

La filtración es ampliamente utilizada para eliminar partículas del agua. La filtración se puede definir como cualquier proceso para la eliminación de partículas sólidas de una suspensión (un sistema de dos fases que contiene partículas en un fluido) al pasar la suspensión a través de un medio poroso. En la filtración granular, el medio poroso es un lecho grueso de material granular tal como arena. La tecnología de filtración granular más común en el tratamiento de agua es la filtración rápida. El término se usa para distinguirlo de la filtración lenta en arena, una tecnología de filtración más antigua con una tasa de filtración 50 a 100 veces menor que la filtración rápida.

Las características clave de la filtración rápida incluyen medios granulares tamizados para mayor uniformidad, pretratamiento de coagulación, lavado a contracorriente para eliminar las partículas acumuladas y una dependencia de la filtración profunda como el mecanismo principal de eliminación de partículas. En la filtración profunda, las partículas se acumulan a lo largo de la profundidad del lecho del filtro al chocar con el medio y adherirse a él. Las partículas capturadas pueden ser muchas veces más pequeñas que los espacios porosos de la cama. (JohnC.Crittenden, 2012)

Casi todas las instalaciones de tratamiento de aguas superficiales y algunas instalaciones de tratamiento de aguas subterráneas utilizan filtración. La mayoría de las aguas superficiales contienen algas, sedimentos, arcillas y otras partículas orgánicas o inorgánicas. La filtración mejora la claridad del agua al eliminar estas partículas. Todas las aguas superficiales también contienen microorganismos que pueden causar enfermedades, y casi siempre es necesaria la filtración junto con la desinfección química para asegurar que el agua esté libre de estos patógenos. El agua subterránea a menudo está libre de concentraciones significativas de microorganismos o partículas, pero puede requerir filtración cuando otros procesos de tratamiento (como la oxidación o el ablandamiento) generan partículas que deben eliminarse. (JohnC.Crittenden, 2012)

Tipos de Filtración

Filtración convencional.

Debe desarrollarse un estudio de alternativas multicriterio, con el fin de definir el tipo de tecnología de filtración que se utilizará. Teniendo en cuenta la turbiedad objetivo de salida, el dimensionamiento de las unidades deberá tener como referencia los criterios de la tabla 4 y 5. (Resolución0330, 2017)

Tabla 4. *Características de filtración Convencional. Tomado de la resolución 0330 de 2017.*

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

Tabla 4. Características de filtración Convencional. Tomado de la resolución 0330 de 2017

Tabla 5. *Rangos de filtración lenta en múltiples etapas (FIME)*

Parámetros	Filtración lenta en arena	Filtro grueso dinámico	Filtro grueso ascendente
Tasa de filtración (m ³ /m ² /d)	7-14	48,72	7,2-14,4
Profundidad del medio (m)	0,8-1,0	0,6 (0,2 cada capa)	0,4-0,9

Tabla 5. Rangos de filtración lenta en múltiples etapas (FIME). Tomado de la resolución 0330 de 2017

Filtros de lecho profundo de alta tasa (filtración optimizada)

El responsable del proyecto estará en facultad de proponer filtros de lecho profundo de alta tasa, en el caso en que demuestre su conveniencia técnica y económica, teniendo en cuenta las actividades periódicas de desinfección del lecho, como mínimo cada 6 meses. La tasa de filtración deberá estar entre 480-780 m³/m²/d, el tamaño efectivo de partícula del lecho debe ser de 2 mm, la profundidad total de 1,2 hasta 2,5 m. Independientemente del caudal, para la adopción de los criterios de diseño se tendrán que realizar pruebas en plantas piloto. (Resolución0330, 2017)

Filtración avanzada

La filtración avanzada mediante membranas de procesos de microfiltración, ultrafiltración, nanofiltración, electrodiálisis y ósmosis inversa, según las características presentadas en la Tabla 6.

Tabla 6. Características de las membranas de filtración avanzada

Tipo de proceso	Tipo de sustancia que se rechaza	Tamaño de poro
Microfiltración	Materia coloidal	0,1 - 0,2
Ultrafiltración	Macromoléculas	0,01 - 0,04
Nanofiltración	Azúcares/ sales bivalentes	> 0,001
Electrodiálisis	Azúcares/ sales bivalentes	> 0,001
Ósmosis inversa	Sales monovalentes	5 - 20 Ångström

Tabla 6. Características de las membranas de filtración avanzada. Tomado de la resolución 0330 de 2017

6.1.1.4 Desinfección

La amenaza de contaminantes microbiológicos en el agua potable se elimina mediante tres estrategias complementarias: (1) evitar su acceso a la fuente de agua, (2) emplear el tratamiento de agua para reducir su concentración en el agua, y (3) maximizar la integridad de la distribución Sistema de agua acabada. Al principio de la historia de los sistemas públicos de agua potable, el énfasis estaba casi en su totalidad en obtener acceso a una fuente protegida. En los últimos años, se ha hecho mayor hincapié en proporcionar un tratamiento eficaz del agua para reducir los contaminantes microbiológicos. Hoy en día, hay un énfasis creciente en emplear tanto la protección de la fuente como el tratamiento para garantizar que se produzca agua segura y en mejorar la integridad del sistema de distribución para garantizar que no se produzca contaminación durante el transporte desde la planta de tratamiento hasta el grifo del consumidor. (JohnC.Crittenden, 2012)

Métodos de desinfección comúnmente utilizados en el tratamiento de agua

Cinco agentes de desinfección se usan comúnmente en el tratamiento de agua potable en la actualidad: (1) cloro libre, (2) cloro combinado (cloro combinado con amoníaco, también conocido como cloraminas), (3) dióxido de cloro, (4) ozono y (5) Luz ultravioleta. Los primeros cuatro son oxidantes químicos, mientras que la luz UV implica el uso de radiación electromagnética.

La aplicación ha ido cambiando con el tiempo (AWWA, 2008). En 1978, el 91 por ciento de las empresas de servicios públicos usó gas de cloro para aplicar cloro libre al agua y el 7 por ciento usó hipoclorito de sodio (es decir, lejía). Para el 2007, sin embargo, solo el 63 por ciento de las empresas de servicios públicos utilizaban cloro gaseoso y casi el 40 por ciento usaba líquido a granel o la generación in situ de hipoclorito de sodio. La transición del gas de cloro al hipoclorito se debe principalmente a razones de seguridad y protección porque el gas de cloro es altamente tóxico. (JohnC.Crittenden, 2012)

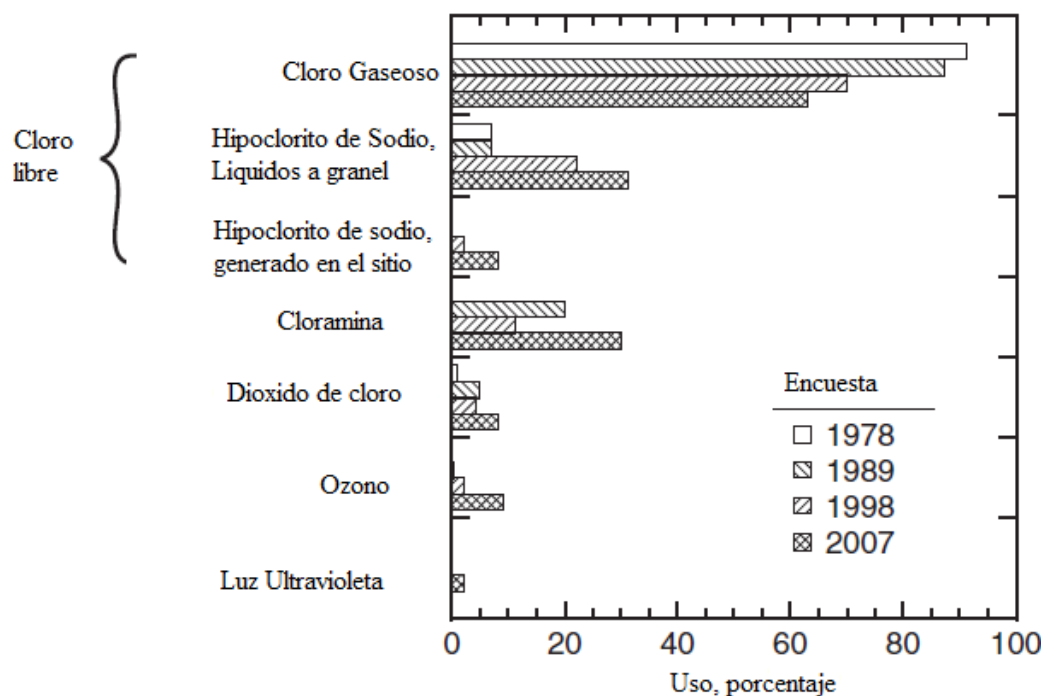


Figura 7. Métodos de desinfección comúnmente utilizados en el tratamiento de agua. Tomado de MWH's Water Treatment: Principles and Design, Third Edition

6.1.2 Información general del municipio de Macheta

El Municipio de Machetá Cundinamarca se encuentra ubicado en la Provincia de los Almedas, es conocido como la puerta del valle de Tenza, tiene una extensión de 225 km². Se encuentra ubicado a 101 km al Norte de Bogotá, posee un clima templado con una temperatura promedio de 18°C, se encuentra a una altura de 2094 m sobre el nivel del mar. Limita Al norte con los Municipios de Chocontá y Tibiritá, al sur con los Municipios de Sesquilé y Gacheta, al occidente con el municipio de Manta. La economía de Macheta El 90% de la actividad económica corresponde a la agricultura, seguida por el comercio local, la ganadería, el transporte y la albañilería.

Destacan los cultivos de papa, cebolla cabezona, arveja, maíz y café, además de la explotación pecuaria de ganado bovino con doble finalidad: carne y leche; también hay granjas avícolas y de cerdos.



Figura 8. Ubicación del municipio de Machetá. Tomada de google maps.



Figura 9. Colindancias de Machetá Cundinamarca. Tomada de www.cundinamarca.gov.co

6.1.2. Vías de comunicación

La vía principal de acceso al municipio de macheta se encuentra en excelente estado, ya que es una vía principal. Para llegar al Municipio de Macheta Cundinamarca se sale por la Autopista norte hasta llegar a la represa de El Sisga, allí se toma un desvío a la derecha y se llega al municipio de Machetá Cundinamarca. Se encuentra a una hora y diez minutos de distancia en vehículo a una velocidad promedio de 80 km/h adicionalmente se pasa por los municipios de Tocancipá y Gachancipá.

El municipio además cuenta con vías que comunica con los municipios de Manta Tibiritá y Chocontá.

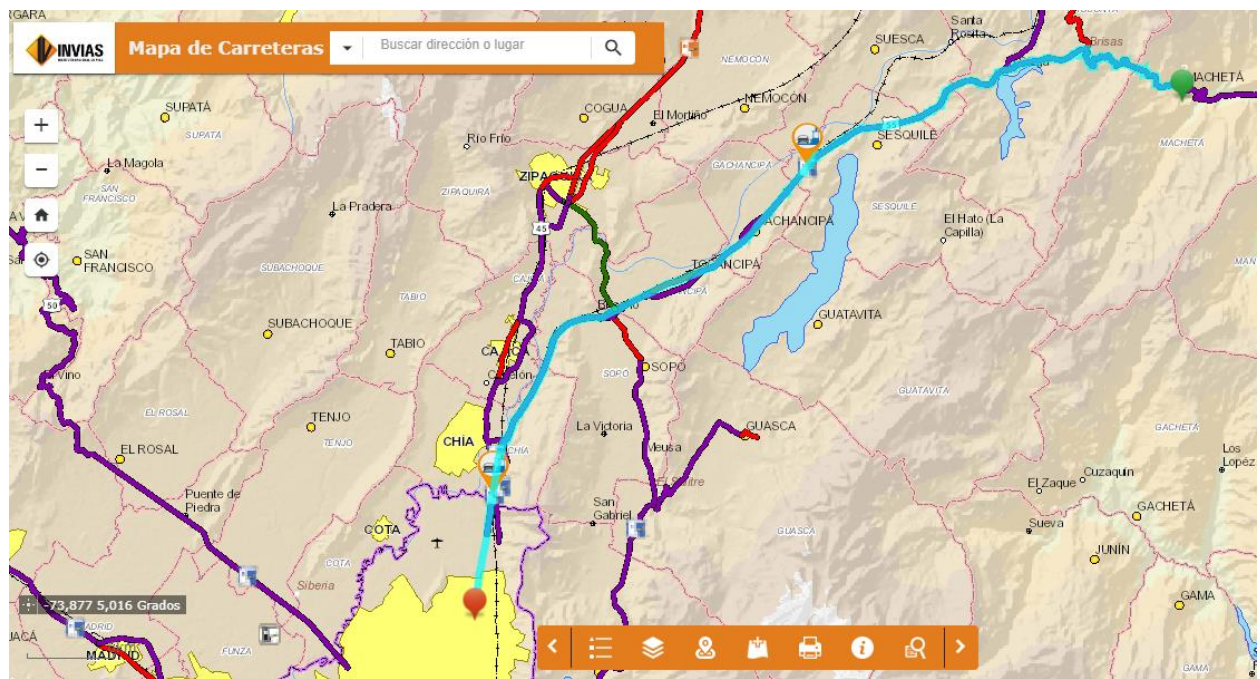


Figura 10. Vía de acceso del municipio de Machetá. Tomada de invias.

6.1.3. Servicios públicos

6.1.4.1 Servicio de acueducto y alcantarillado

La cabecera Municipal de Macheta Cundinamarca cuenta con un acueducto el cual garantiza el agua a cada uno de los usuarios. La desventaja de este acueducto es que no cuenta con un sistema de tratamiento previo antes del consumo.

La cabecera municipal cuenta con un sistema de alcantarillado el cual recolecta todas las aguas residuales y las transporta a un sistema de tratamiento que consiste en unas lagunas de lagunas de Oxidación. La empresa que presta el servicio de acueducto y alcantarillado es la epc (Empresas públicas de Cundinamarca), la cobertura que abarca es toda la cabecera municipal como se puede apreciar en la figura 11.

El sistema de alcantarillado es un sistema combinado.

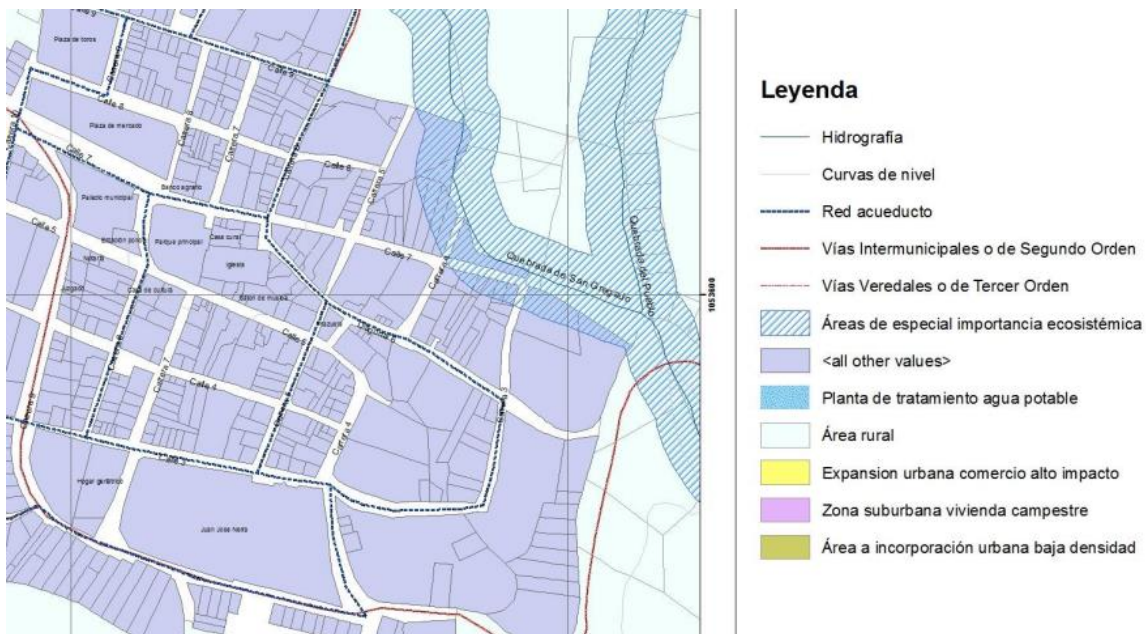


Figura 11. Cobertura del acueducto de Machetá Cundinamarca. Tomada de oficina de servicios Machetá.

6.1.4.2. Servicio de electricidad

Al Municipio de macheta le prestan los servicios de energía Codensa, esta empresa le presta energía a todo el municipio, parte urbana y parte rural.

6.1.4.3. Gas

Al Municipio de macheta le prestan los servicios de gas a partir del año 2018 la empresa VIDA GAS POR NATURALEZA S.A. En años anteriores al 2018 el municipio contaba con servicio de gas en cilindros ofrecido por la empresa gas país.

6.1.4.4. Aseo

La empresa que se presta el servicio de aseo en el municipio de Macheta es la epc empresas públicas de Cundinamarca.

6.1.4.5. Telefonía y Datos

En el municipio de Macheta hay cobertura de datos y telefonía de las empresas Movistar, Claro y Tigo con red 4G en la zona urbana y 3G en la zona rural.

6.2.Marco conceptual

Coagulación

La adición de un químico al agua con el objetivo de desestabilizar las partículas para que se agreguen o formen un precipitado que barrerá las partículas de la solución o adsorberá los componentes disueltos. (JohnC.Crittenden, 2012)

Coeficiente de uniformidad

Medida de la uniformidad de los medios granulares; la relación del percentil 60 (d60) al percentil 10 (d10). (JohnC.Crittenden, 2012)

Desestabilización

Proceso de eliminación de la carga superficial en una partícula para que se produzca la floculación. (JohnC.Crittenden, 2012)

Desinfección

Destrucción parcial e inactivación de organismos causantes de enfermedades por exposición a agentes químicos (por ejemplo, cloro) o procesos físicos (por ejemplo, radiación UV). (JohnC.Crittenden, 2012)

Filtración Directa

Proceso de tren formado por coagulación, floculación, y filtración. (JohnC.Crittenden, 2012)

Filtración

Eliminación de partículas (sólidos) de una suspensión (sistema de dos fases que contiene partículas y líquido) mediante el paso de la suspensión a través de un medio poroso. En la filtración granular, el medio poroso está cubierto de material granular. (JohnC.Crittenden, 2012)

Filtración Rápida

Proceso de filtración granular diseñado para lograr tasas de filtración aproximadamente 100 veces mayores que la filtración lenta en arena. Los requisitos clave incluyen el tratamiento previo de la coagulación, los medios granulares tamizados para mayor uniformidad y el lavado a contracorriente para eliminar las partículas acumuladas. (JohnC.Crittenden, 2012)

Floculación

La agregación de partículas desestabilizadas en masas más grandes que son más fáciles de eliminar del agua que las partículas originales. (JohnC.Crittenden, 2012)

Ensayo de jarras:

Procedimiento para estudiar el efecto de la adición de coagulante al agua; Se utiliza para determinar las dosis requeridas y las condiciones operativas para una coagulación y floculación efectivas. (JohnC.Crittenden, 2012)

Potencial Zeta

Medida de la carga en el plano de corte de las partículas, utilizada como medida relativa de la carga de la superficie de la partícula. (JohnC.Crittenden, 2012)

6.3. Marco tecnológico

Para la elaboración de este proyecto se empleará un software que permita representar los diseños de forma didáctica (Planos), dicho software es AutoCAD, por otro lado se emplea el software Excel para elaborar los cálculos correspondientes al diseño de la planta de tratamiento y el software Word para plasmar los resultados y los procedimientos correspondientes al proyecto

AutoCAD: Es un software de diseño asistido por computadora utilizado para dibujo 2D y modelado 3D. (www.autodesk.com)

Excel: Excel se distingue de todos los programas ofimáticos porque nos permite trabajar con datos numéricos. Con los números que almacenamos en Excel podremos realizar cálculos aritméticos básicos y también podremos aplicar funciones matemáticas de mayor complejidad, o utilizar funciones estadísticas.

Word: Word es un procesador de texto creado por Microsoft que permite el manejo de texto, siendo un programa interactivo, que permite comprender y modificar documentos. Además puede interactuar con otros programas

7. METODOLOGÍA

El proceso metodológico que se llevará a cabo será de enfoque Técnico - práctico, a través de la toma de muestras de agua en el punto de captación con el fin de caracterizarla y evaluar las condiciones de calidad, para luego elegir el tren de tratamiento, con el fin de presentar una solución a los problemas expuestos. Para el desarrollo del proyecto se establecieron tres (3) Fases:

1. Fase I:

- Toma de muestras de agua en el punto donde le municipio realiza la captación, para proceder a su caracterización.

2. Fase II:

- Caracterización e interpretación de resultados de las muestras de agua, obtenidos en el laboratorio de la universidad Santo Tomas.

3. Fase III:

- Elección de tren de tratamiento
- Diseño de cada una de las unidades según el tren de tratamiento
- Entrega Documento Final

8. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA

Para caracterizar el agua, se procedió a recolectar dos muestras en temporada de verano y dos muestras en temporada de invierno en el punto de captación del acueducto del municipio de macheta, estas muestras se llevaron al laboratorio de la universidad Santo Tomas, y se realizaron los laboratorios que se muestran a continuación, con el fin de caracterizarla y determinar la dosis optima de coagulante para su potabilización.

8.1. Caracterización del agua Temporada de verano.

8.1.1. pH

Se realizó un registro del pH in situ con el papel indicador, se observó que era aproximadamente de 5 a 6.

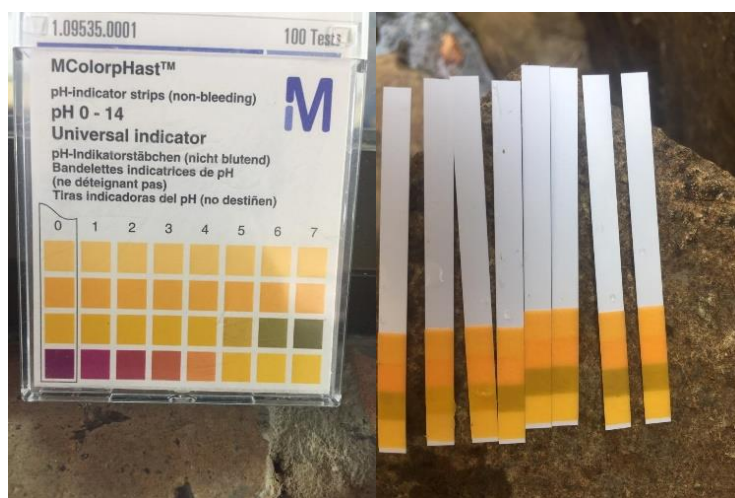


Figura 12. Papel indicador del pH. Tomado in situ

Después de realizar la medición del pH insitu, se realizó dicha medición en laboratorio para el agua cruda del municipio, para una muestra de agua destilada y para una muestra de agua potable, como se muestra en las tablas 7,8 y 9.

Según los resultados obtenidos en laboratorio, el pH promedio del agua cruda que se registro es de 5,514, lo cual no se encuentra dentro del rango que establece el decreto 0115 de 2007 que es de 6,5 - 9. Tampoco cumple con el rango del Ras 2000 el pH que es de 6 – 8,5.

Tabla 7. *PH Agua cruda*

Muestra	Valor Registrado	Temp [°c]	Valor Promedio
1	5,54	18,80	5,514
2	5,57	18,70	
3	5,38	18,80	
4	5,47	18,80	
5	5,61	18,70	

Tabla 7. pH Agua cruda del Municipio de Machetá. Elaboración propia.

Tabla 8. *pH Agua Destilada*

Muestra	Valor Registrado	Temp [°c]	Valor Promedio
1	5,91	18,80	5,572
2	5,59	18,70	
3	5,51	18,80	
4	5,47	18,80	
5	5,38	18,70	

Tabla 8. pH Agua destilada. Elaboración propia.

Tabla 9. *PH Agua potable*

Muestra	Valor Registrado	Temp [°c]	Valor Promedio
1	6,62	18,80	6,528
2	6,41	18,70	
3	6,44	18,80	
4	6,60	18,80	
5	6,57	18,70	

Tabla 9. pH de agua potable. Elaboración propia.

8.1.2. Acidez

Para realizar este ensayo se tomó una muestra de agua del punto de captación en temporada de verano. Se realizó este ensayo para una muestra de agua cruda y potable como se observa en las tablas 10 y 11 con el fin de comparar los resultados obtenidos.



Figura 13. Prueba de acidez de la muestra en laboratorio. Elaboración propia.

Tabla 10. *Acidez Agua cruda*

Muestra	Volumen inicial Muestra (ml)	Consumo de NaOH(ml)
1	28,00	0,2
2	30,00	0,4
3	37,00	0,5
4	38,00	0,3
5	47,00	0,6

Tabla 10. Datos Prueba de acidez de agua cruda en laboratorio. Elaboración propia.

Tabla 11. *Acidez Agua Potable*

Muestra	Volumen inicial Muestra (ml)	Consumo de NaOH(ml)
1	42,00	0,6
2	32,00	0,4
3	25,00	0,2
4	23,00	0,2
5	30,00	0,3

Tabla 11. Datos Prueba de acidez de potable en laboratorio. Elaboración propia.

$$Acidez \left(\frac{mg}{L} - CaCO_3 \right) = \frac{Vbase * Nbase}{Volumen Muestra} * 50000 \quad (1)$$

Cálculos acidez agua cruda

- $A = \frac{0.02 * 0.2}{28} * 50000 = 7,14 \frac{mg}{L} CaCO_3$

Tabla 12. *Resultados de prueba de acidez*

Muestra	Volumen (ml)	Acidez $\left(\frac{mg}{l} CaCO_3 \right)$
1	28	7,14
2	30	10
3	37	13,51
4	38	7,89
5	47	12,76
Promedio		10,26

Tabla 12. Resultados prueba de acidez. Elaboración propia.

El agua cruda en promedio para las cinco muestras presenta una Acidez de 10,26 dicho valor cumple de acuerdo al decreto 2115 de 2007 el cual establece como valor máximo aceptable de Acidez 60 CaCO₃. Esto quiere decir que el agua es óptima para el consumo según este parámetro.

8.1.3. Alcalinidad

Para realizar este ensayo se tomó una muestra de agua del punto de captación en temporada de verano. Se realizó este ensayo para una muestra de agua cruda como se observa en la tabla 13.

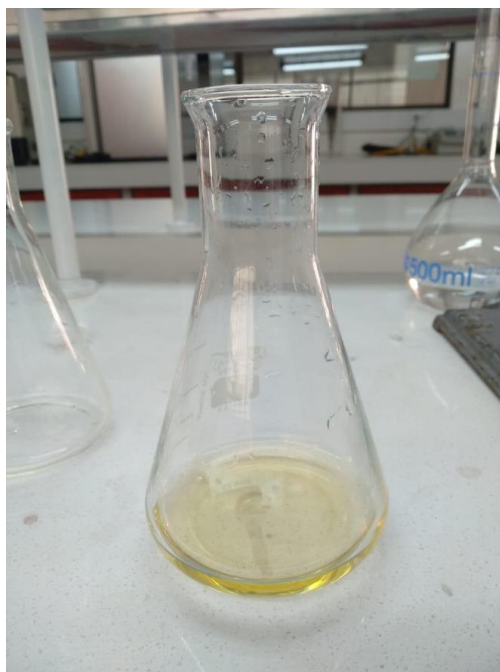


Figura 14. Prueba de alcalinidad de la muestra en laboratorio. Elaboración propia

Tabla 13. *Alcalinidad Agua cruda (5 gotas de verde bromocresol)*

Muestra	Volumen inicial Muestra (ml)	Consumo de H ₂ SO ₄ (ml)
1	24,00	0,5
2	20,00	0,5
3	30,00	0,5
4	33,00	0,3
5	44,00	0,8

Tabla 13. Datos de alcalinidad de agua cruda en laboratorio. Elaboración propia.

Cálculos alcalinidad agua cruda

$$\text{Alcalinidad} \left(\frac{\text{mg}}{\text{L}} - \text{CaCO}_3 \right) = \frac{V_{\text{base}} * N_{\text{base}}}{\text{Volumen Muestra}} * 50000 \quad (2)$$

- $A = \frac{0.02 * 0.5}{24} * 50000 = 20,83 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{CaCO}_3$

Tabla 14. Resultados de prueba de alcalinidad.

Muestra	Volumen (ml)	Alcalinidad $\left(\frac{\text{mg}}{\text{l}} \text{CaCO}_3 \right)$
1	24	20,83
2	20	25,00
3	30	16,66
4	33	9,09
5	44	18,18
Promedio		17,952

Tabla 14. Resultados de prueba de alcalinidad. Elaboración propia.

El agua cruda en promedio para las cinco muestras presenta una alcalinidad de 17,952 dicho valor cumple de acuerdo al decreto 2115 de 2007 el cual establece como valor máximo aceptable de alcalinidad 200 CaCO₃. Esto quiere decir es apta para el consumo humano según este parámetro.

8.1.4. Dureza

Para realizar este ensayo se tomó una muestra de agua del punto de captación en temporada de verano. Se realizó este ensayo para una muestra de agua cruda y potable como se observa en las tablas 15 y 16 con el fin de comparar los resultados obtenidos.

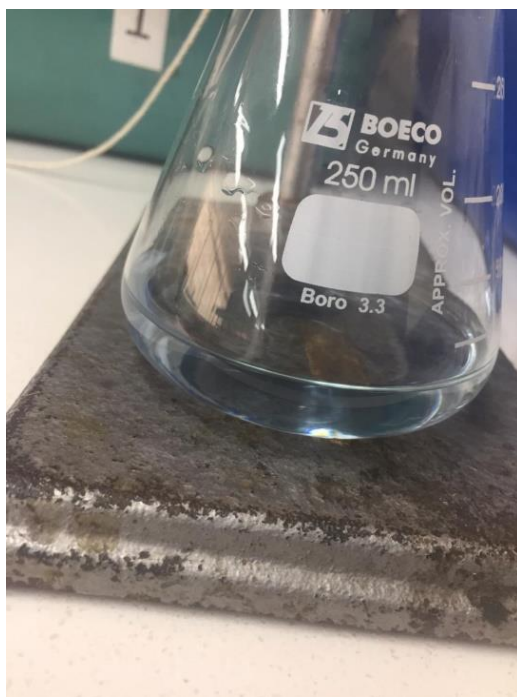


Figura 15. Prueba de dureza total aplicada a la muestra en laboratorio. Elaboración propia

Tabla 15. Dureza Agua cruda

Muestra	Volumen inicial Muestra (ml)	Consumo de EDTA(ml)
1	50,00	1,2
2	50,00	1,1
3	50,00	0,9
4	50,00	1
5	50,00	0,9

Tabla 15. Datos de dureza de agua cruda en laboratorio. Elaboración propia.

Tabla 16. Dureza agua potable

Muestra	Volumen inicial Muestra (ml)	Consumo de EDTA(ml)
1	50,00	1,1
2	50,00	1,7
3	50,00	1,7
4	50,00	1,5
5	50,00	1,7

Tabla 16. Datos de dureza de agua potable en laboratorio. Elaboración propia.

Cálculos Dureza total agua Cruda (DT)

$$Dureza\ total\left(\frac{mg}{L} - CaCO_3\right) = \frac{Vbase * Nbase}{Volumen\ Muestra} * 50000 \quad (3)$$

- $DT = \frac{0.01*1.2}{50} * 50000 = 12 \frac{mg}{L} - CaCO_3$

Tabla 17. Resultados de prueba de dureza total

Muestra	Volumen (ml)	Dureza total $\left(\frac{mg}{l} CaCO_3\right)$
1	50	12,00
2	50	11,00
3	50	9,00
4	50	10,00
5	50	9,00
Promedio		10,2

Tabla 17. Resultados de prueba de dureza total. Elaboración propia.

El agua cruda en promedio para las cinco muestras presenta una Dureza total de 10,2 dicho valor cumple de acuerdo al decreto 2115 de 2007 el cual establece como valor máximo aceptable de Dureza total 300 CaCO₃. De acuerdo con este valor el agua cruda cumple, es decir es apta para el consumo humano según este parámetro.

8.1.5. Turbiedad

Según los resultados obtenidos en laboratorio, la turbiedad que se obtuvo para la muestra de agua en temporada de verano es de 1.14 NTU, lo cual cumple con la turbiedad máxima permitida que es de 2.00 NTU que establece el decreto 0115 de 2007. Para estos ensayos se registró la turbiedad a tres muestras diferentes, agua cruda, agua destilada y agua potable como se aprecia en las tablas 18, 19 y 20 con el fin de comparar resultados.

Tabla 18. *Turbiedad Agua Cruda*

Muestra	Valor Registrado (NTU)	Valor Promedio (NTU)
1	1,20	1,14
2	1,20	
3	1,20	
4	1,10	
5	1,00	

Tabla 18. Registro de turbiedad del agua cruda. Elaboración propia.

Tabla 19. *Turbiedad Agua Destilada*

Muestra	Valor Registrado (NTU)	Valor Promedio (NTU)
1	0,70	0,44
2	0,25	
3	0,50	
4	0,50	
5	0,25	

Tabla 19. Registro de turbiedad del agua destilada. Elaboración propia.

Tabla 20. *Turbiedad Agua Potable*

Muestra	Valor Registrado (NTU)	Valor Promedio (NTU)
1	0,55	0,58
2	0,65	
3	0,50	
4	0,40	
5	0,80	

Tabla 20. Registro de turbiedad del agua potable. Elaboración propia.

8.2. Caracterización del agua Temporada de lluvias

8.2.1. pH

Tabla 21. *pH Agua cruda*

Muestra	Valor Registrado	Temp [°c]	Valor Promedio
1	5,63	18,80	5,624
2	5,58	18,70	
3	5,66	18,80	
4	5,61	18,80	
5	5,64	18,70	

Tabla 21. pH Agua cruda del Municipio de Machetá. Elaboración propia.

8.2.2. Acidez

Para realizar este ensayo se tomó una muestra de agua del punto de captación en temporada seca. Se realizó este ensayo para una muestra de agua cruda como se observa en la tabla 22.



Figura 16. Prueba de acidez de la muestra en laboratorio. Elaboración propia.

Tabla 22. *Acidez Agua cruda*

Muestra	Volumen inicial Muestra (ml)	Consumo de NaOH(ml)
1	21,00	0,2
2	23,00	0,3
3	26,00	0,5
4	25,00	0,5
5	25,00	0,4

Tabla 22. Datos Prueba de acidez de agua cruda en laboratorio. Elaboración propia.

$$Acidez \left(\frac{mg}{L} - CaCO_3 \right) = \frac{V_{base} * N_{base}}{Volumen Muestra} * 50000 \quad (4)$$

Cálculos acidez agua cruda

- $A = \frac{0.02 * 0.2}{21} * 50000 = 9,52 \frac{mg}{L} CaCO_3$

Tabla 23. *Resultados de prueba de acidez*

Muestra	Volumen (ml)	Acidez $\left(\frac{mg}{l} CaCO_3 \right)$
1	21	9,52
2	23	13,04
3	26	19,23
4	25	20,00
5	25	16,00
Promedio		15,558

Tabla 23. Resultados de prueba de acidez. Elaboración propia.

El agua cruda en promedio para las cinco muestras presenta una Acidez de 15,558 dicho valor cumple de acuerdo al decreto 2115 de 2007 el cual establece como valor máximo aceptable de Acidez 60 CaCO_3 . Esto quiere decir que el agua es óptima para el consumo según este parámetro.

8.2.3. Alcalinidad

Para realizar este ensayo se tomó una muestra de agua del punto de captación en temporada de invierno. Se realizó este ensayo para una muestra de agua cruda como se observa en la tabla 24.



Figura 17. Prueba de alcalinidad de la muestra en laboratorio. Elaboración propia

Tabla 24. Alcalinidad agua cruda (5 gotas de verde bromocresol)

Muestra	Volumen inicial Muestra (ml)	Consumo de H ₂ SO ₄ (ml)
1	26,00	0,7
2	20,00	0,6
3	20,00	0,5
4	25,00	0,7
5	21,00	0,6

Tabla 24. Datos de alcalinidad de agua cruda en laboratorio. Elaboración propia.

Cálculos alcalinidad agua cruda

$$\text{Alcalinidad} \left(\frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{CaCO}_3 \right) = \frac{V_{\text{base}} * N_{\text{base}}}{\text{Volumen Muestra}} * 50000 \quad (5)$$

- $A = \frac{0.02 * 0.7}{26} * 50000 = 26,92 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{CaCO}_3$

Tabla 25. Resultados de prueba de alcalinidad

Muestra	Volumen (ml)	Alcalinidad $\left(\frac{\text{mg}}{\text{l}} \text{CaCO}_3 \right)$
1	26	26,92
2	20	30,00
3	20	25,00
4	25	28,00
5	21	28,57
Promedio		27,698

Tabla 25. Resultados de prueba de alcalinidad. Elaboración propia.

El agua cruda en promedio para las cinco muestras presenta una alcalinidad de 27,698 dicho valor cumple de acuerdo al decreto 2115 de 2007 el cual establece como valor máximo aceptable de alcalinidad 200 CaCO_3 . Esto quiere decir es apta para el consumo humano según este parámetro.

8.2.4. Dureza

Para realizar este ensayo se tomó una muestra de agua del punto de captación en temporada de invierno. Se realizó este ensayo para una muestra de agua cruda como se observa en la tabla 26.

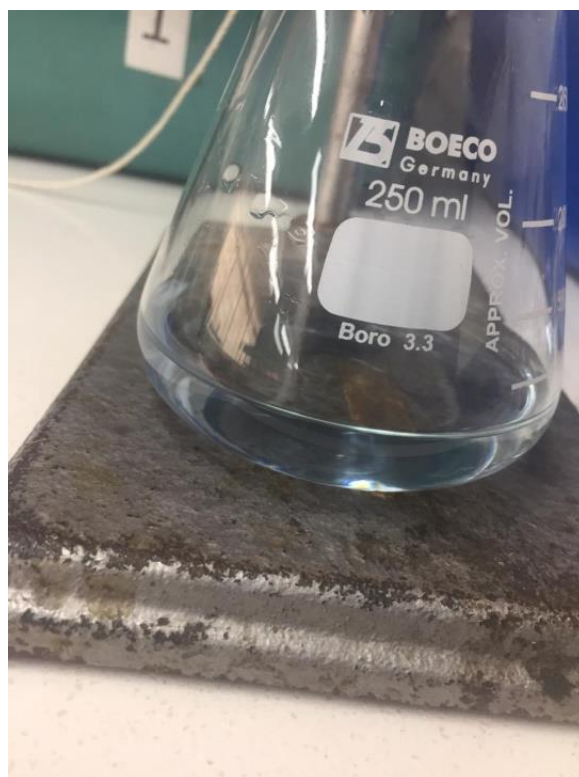


Figura 18. Prueba de dureza total aplicada a la muestra en laboratorio. Elaboración propia

Tabla 26. Dureza Agua cruda

Muestra	Volumen inicial Muestra (ml)	Consumo de EDTA(ml)
1	40,00	0.8
2	40,00	0.7
3	40,00	0,7
4	40,00	0.8
5	40,00	0,9

Tabla 26. Datos de dureza de agua cruda en laboratorio. Elaboración propia.

Cálculos dureza total agua cruda (DT)

$$Dureza\ Total\left(\frac{mg}{L} - CaCO_3\right) = \frac{Vbase * Nbase}{Volumen\ Muestra} * 50000 \quad (6)$$

- $DT = \frac{0.01*0.8}{40} * 50000 = 10 \frac{mg}{L} - CaCO_3$

Tabla 27. Resultados de prueba de dureza total

Muestra	Volumen (ml)	Dureza total $\left(\frac{mg}{l} CaCO_3\right)$
1	40	10,00
2	40	8,75
3	40	8,75
4	40	10,00
5	40	11,25
Promedio		9,75

Tabla 27. Resultados de prueba de dureza total. Elaboración propia.

El agua cruda en promedio para las cinco muestras presenta una Dureza total de 9.75 dicho valor cumple de acuerdo al decreto 2115 de 2007 el cual establece como valor máximo aceptable de Dureza total 300 CaCO_3 . Esto quiere decir que de acuerdo a este parámetro es apta para el consumo humano.

8.2.5. Turbiedad

Según los resultados obtenidos en laboratorio, la turbiedad que se obtuvo en temporada de invierno para una muestra de agua es de 13.00 NTU, lo cual no cumple con la turbiedad máxima permitida que es de 2.00 NTU que establece el decreto 0115 de 2007. Para este ensayo se registró la turbiedad agua cruda como se observa en la tabla 28.



Figura 19. Lectura del turbidímetro. Elaboración propia.

Tabla 28. *Turbiedad Agua Cruda*

Muestra	Valor Registrado (NTU)	Valor Promedio (NTU)
1	16.0	13.00
2	15.0	
3	15.0	
4	12.0	
5	12.0	

Tabla 28. Registro de turbiedad del agua cruda. Elaboración propia.

Tabla 29. *Resumen de Ensayos temporada seca*

Parámetro	Valor Obtenido	Valor máximo aceptable según normativas	¿Cumple?
pH	5,514	6,5-9	No Cumple
Turbiedad	1,14	2	Cumple
Acidez	10,26	60	Cumple
Alcalinidad	17,952	200	Cumple
Dureza	10,2	300	Cumple

Tabla 29. Resumen de ensayos temporada verano. Elaboración propia.

Tabla 30. *Resumen de Ensayos temporada de invierno*

Parámetro	Valor Obtenido	Valor máximo aceptable según normativas	¿Cumple?
pH	5,624	6,5-9	No Cumple
Turbiedad	14.00	2	No Cumple
Acidez	15,558	60	Cumple
Alcalinidad	27,698	200	Cumple
Dureza	9,75	300	Cumple

Tabla 30. Resumen de ensayos temporada invierno. Elaboración propia.

9. DETERMINACIÓN DEL COAGULANTE Y DOSIS ÓPTIMA

9.1.Resultados pruebas de jarras en Temporada de verano

Trazabilidad con coagulantes (Ensayo de jarras)

Para el ensayo de Trazabilidad con coagulantes o ensayo de jarras como se conoce comúnmente, se realizó para seis jarras, la primera jarra no se le adiciona coagulante, las siguientes cinco se utilizó sulfato de aluminio con la siguiente dosificación: 2, 4, 6, 8 y 10 ml respectivamente para cada una de las jarras. Se programó el equipo para que realizar una mezcla a 100 rpm durante 1 minuto, luego se bajan las revoluciones por minuto a 30 rpm durante 10 minutos. Durante el proceso se observa cómo se forman los Flocs, una vez se termine el tiempo se esperan 10 minutos adicionales para que se sedimenten las partículas, posterior a esto se procede a medir el pH residual y la Turbiedad para luego graficar la Dosificación contra turbiedad e identificar la dosis optima de coagulante.

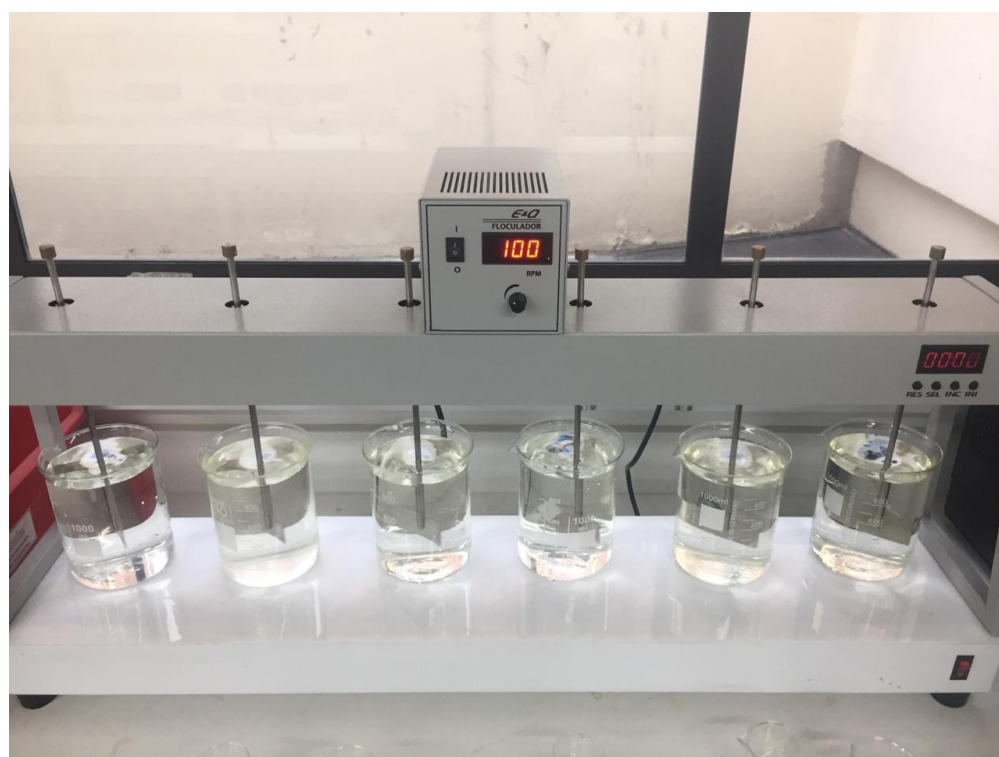


Figura 20. Prueba de ensayo de jarras sulfato de aluminio temporada verano. Elaboración Propia.

Tabla 31. *Test de jarras sulfato de aluminio*

Jarra	Volumen (ml)	Coagulante (ml)	Valor PH	Turbiedad NTU
1	1000	0	6,27	0,91
2	1000	2	4,88	1,91
3	1000	4	4,59	1,76
4	1000	6	4,36	2,31
5	1000	8	4,42	2,55
6	1000	10	4,46	2,91

Tabla 31. Ensayo de jarras con coagulante Sulfato de Aluminio. Elaboración propia.

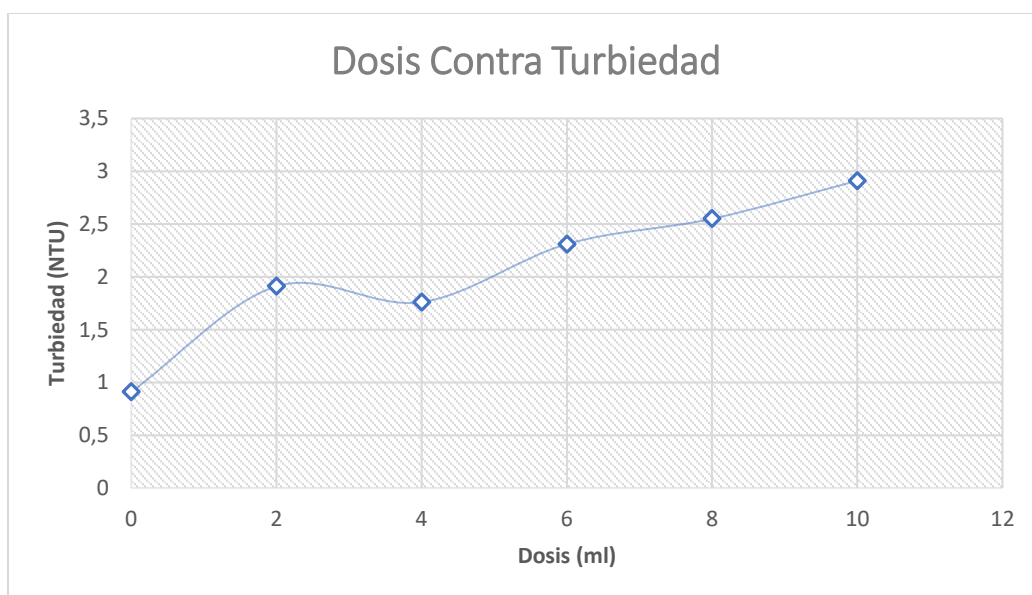


Figura 21. Dosis en relación contra turbiedad. Elaboración propia.

De acuerdo con la anterior grafica se puede determinar la dosis óptima de coagulante de sulfato de aluminio, la cual es de 4 ml, Dicha dosis se puede identificar por la inflexión que tiene la curva de la gráfica Dosis contra Turbiedad.

Tabla 32. *Test de jarras sulfato ferroso*

Jarra	Volumen (ml)	Coagulante (ml)	Valor PH	Turbiedad NTU
1	1000	0	6,32	1,12
2	1000	2	4,83	2,96
3	1000	4	4,61	3,58
4	1000	6	4,39	4,43
5	1000	8	4,43	4,68
6	1000	10	4,47	5,01

Tabla 32. Ensayo de jarras con coagulante Sulfato Ferroso. Elaboración propia.

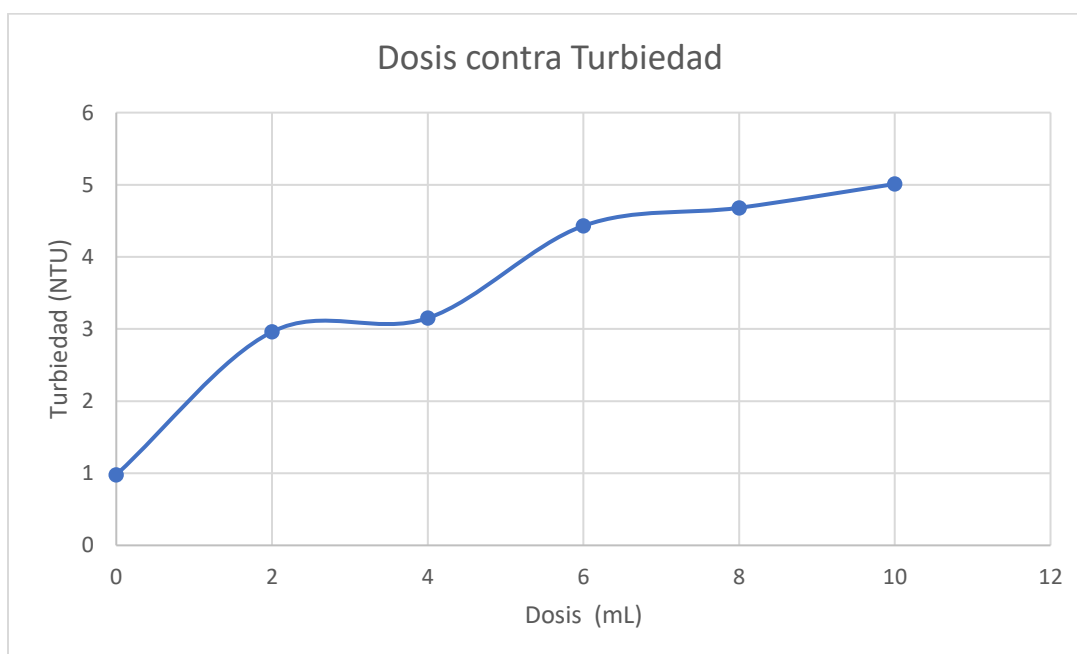


Figura 22. Dosis en relación contra turbiedad. Elaboración propia.

De acuerdo con la anterior grafica se puede determinar la dosis óptima de coagulante de sulfato ferroso, la cual es de 2 ml, dicha dosis se puede identificar por la inflexión que tiene la curva de la gráfica dosis contra turbiedad.

9.1.Resultados pruebas de jarras en temporada de lluvias.

Ensayo de jarras con coagulante sulfato ferroso.

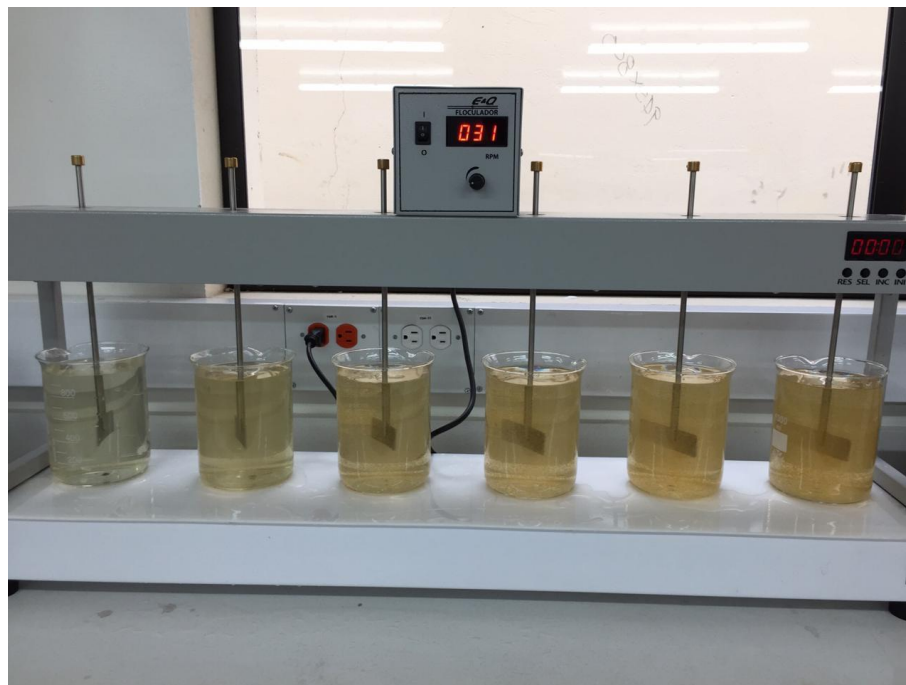


Figura 23. Prueba de ensayo de jarras sulfato Ferroso temporada de lluvias. Elaboración Propia

Tabla 33. Test de jarras Sulfato ferroso

Jarra	Volumen (ml)	Coagulante (ml)	Valor PH	Turbiedad NTU
1	1000	0	6,38	14
2	1000	3	6,12	29,6
3	1000	6	6,26	3,74
4	1000	9	6,15	6,4
5	1000	12	6,21	9,68
6	1000	15	6,22	13,68

Tabla 33. Ensayo de jarras con coagulante Sulfato Ferroso. Elaboración propia.

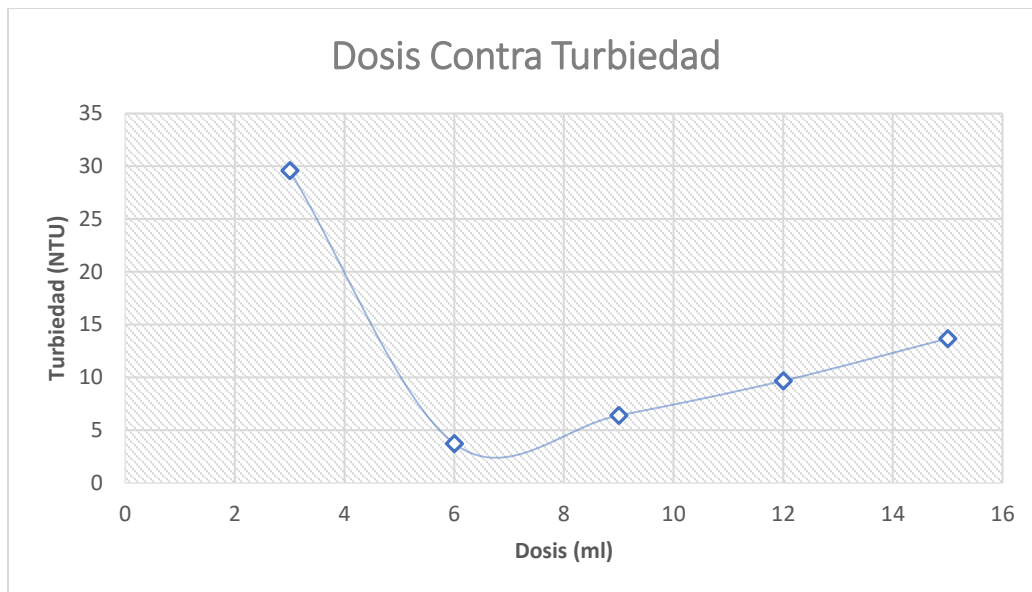


Figura 24. Dosis en relación contra turbiedad. Elaboración propia.

De acuerdo con la anterior grafica se puede determinar la dosis óptima de coagulante de sulfato ferroso, la cual es de 6 ml, Dicha dosis se puede identificar por la inflexión que tiene la curva de la gráfica Dosis contra Turbiedad.

Ensayo de jarras con Coagulante Sulfato de Aluminio.

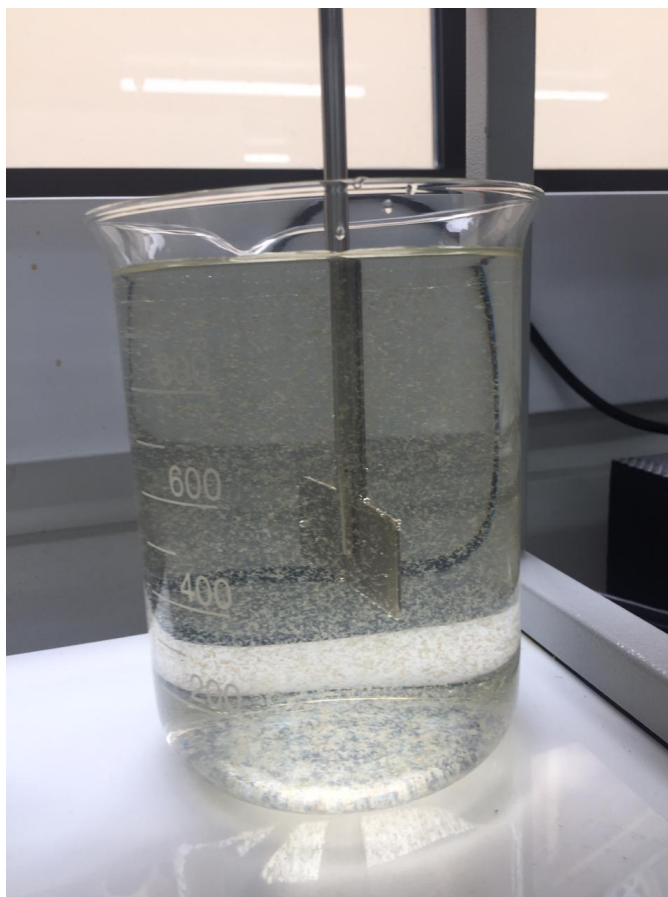


Figura 25. Prueba de ensayo de jarras sulfato de aluminio temporada de lluvias. Elaboración Propia

Tabla 34. Test de jarras Sulfato de Aluminio

Jarra	Volumen (ml)	Coagulante (ml)	Valor PH	Turbiedad NTU
1	1000	0	6,38	14
2	1000	2	6,15	16,32
3	1000	4	6,23	4,89
4	1000	6	6,18	3,12
5	1000	8	6,24	8,14
6	1000	10	6,26	14,85

Tabla 34. Ensayo de jarras con coagulante Sulfato de Aluminio. Elaboración propia.

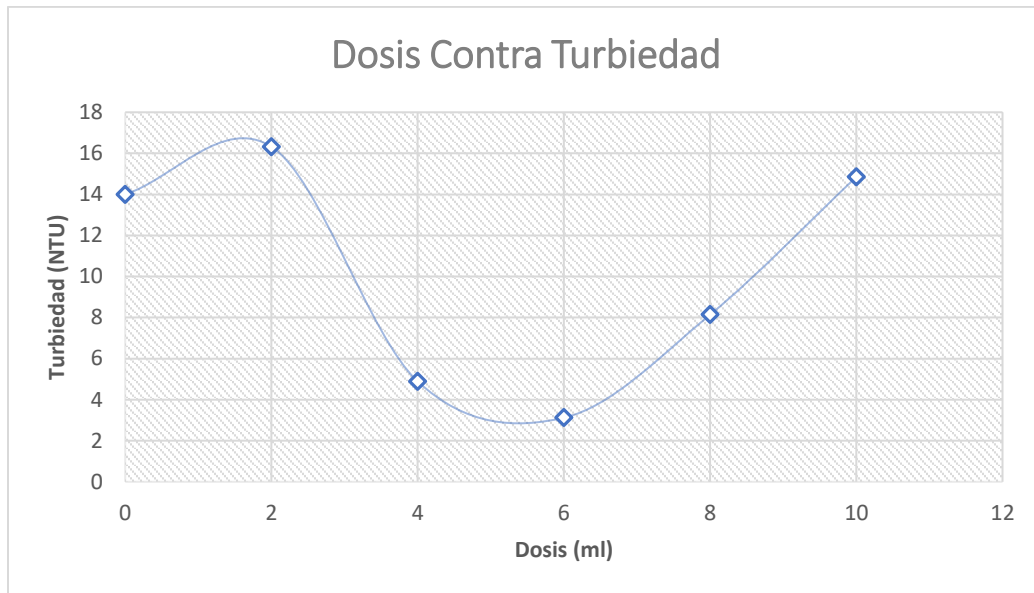


Figura 26. Dosis en relación contra turbiedad. Elaboración propia.

De acuerdo con la gráfica 20 se puede determinar la dosis óptima de coagulante de sulfato de aluminio la cual es de 6 ml, Dicha dosis se puede identificar por la inflexión que tiene la curva de la gráfica Dosis contra Turbiedad.

10. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

10.1. Dotación neta máxima

La dotación neta máxima, hace referencia a la cantidad mínima de agua que necesaria para satisfacer las necesidades básicas de un habitante por cada día, esto sin tener en cuentas las pérdidas que puedan ocurrir en el sistema de acueducto, según la tabla 35 tomada de la resolución 0330 de 2017 se estable un valor de dotación Máxima para el municipio de Machetá Cundinamarca.

Tabla 35. *Dotación neta máxima*

Altura promedio sobre el nivel del mar en la zona atendida	Dotación Máxima (L/Hab/Día)
> 2000 m.s.n.m	120
1000 - 2000 m.s.n.m	130
< 1000 m.s.n.m	140

Tabla 35 Dotación neta máxima. Tomado de resolución 0330 de 2017.

Debido a que la altura sobre el nivel del mar del municipio de Machetá sobre el nivel del mar es de 2094 m.s.n.m se adopta una dotación neta máxima de 120 (L/Hab/día).

10.2. Dotación bruta

Corresponde a la dotación neta máxima teniendo en cuenta las pérdidas generadas en el sistema de acueducto y en la planta de tratamiento de agua potable. Dichas pérdidas no deben superar el 25 %, según la resolución 0330 de 2017.

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p} \quad (7)$$

Donde:

d neta= dotación neta

d bruta = dotación bruta

p= pérdidas

Reemplazando el valor de la dotación neta máxima requerida para el municipio, y asumiendo un 25 % de pérdidas se obtiene la siguiente dotación bruta.

$$d_{bruta} = \frac{120 \text{ l/hab/dia}}{1 - 0,25} = 160 \text{ lt/hab/dia}$$

Tomando 2,7 habitantes en promedio por hogar, dicho valor proporcionado de la figura 21 del os datos del DANE del censo nacional 2018.

$$160 \text{ lt/ hab/dia} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ lt}} * 2,7 \text{ hab} * 30 \text{ dias}$$

$$12,96 \text{ m}^3/\text{suscriptor/ mes.}$$



INFORMACIÓN PARA TODOS



El futuro es de todos

Gobierno de Colombia

Censo Nacional de Población y Vivienda - CNPV 2018

Total de Población, Hogares y Unidades de Viviendas con personas presentes censadas a nivel nacional, departamental y municipal 2018

TOTAL 2018						
Concepto			Item			
Código DIVIPOLA	NOMBRE DEPARTAMENTO	NOMBRE MUNICIPIO	Población censada	Hogares censados	Unidades de Viviendas censadas con personas presentes	Promedio de personas que habitan por hogar
25402	Cundinamarca	La Vega	13.085	4.551	4.315	2,9
25407	Cundinamarca	Lenguazaque	9.425	2.864	2.808	3,3
25426	Cundinamarca	Macheta	6.057	2.262	2.208	2,7
25430	Cundinamarca	Madrid	109.696	35.557	33.267	3,1
25436	Cundinamarca	Manta	2.354	1.250	1.276	2,5

Figura 27. Datos censo nacional 2018. Tomada de DANE.

10.3. Proyección de la población

La proyección de la población en un territorio es un instrumento que tienen las entidades de orden municipal y/o nacional que permite plantear los lineamientos para atender las problemáticas que se tienen en salud, educación, saneamiento, vivienda, y así proyectar estas soluciones en el mediano y largo plazo.

Debido a que el periodo de diseño es de 25 años, se proyectara la población al año 2045. El número de habitantes total que tiene actualmente (2018) la cabecera municipal de Machetá Cundinamarca es de 1498. (Censo nacional 2018 DANE).

El método que se usarán para la proyección de la población será el geométrico.

10.3.1. Método geométrico

Machetá es un municipio aledaño a la Ciudad de Bogotá, por dichas razones en los últimos años ha presentado un desarrollo en todos los ámbitos socioeconómicos, generando un crecimiento de población gradual. Es por esto por lo que se utiliza este método en el cual asume que el crecimiento de la población es proporcional al tamaño de ésta

Tabla 36. Datos de población de la cabecera municipal de Machetá según el DANE.

Datos de población según Censos DANE	
Año	Población Cabecera
1993	1049
2005	1415
2018	1496

Tabla 36. Datos de población de la cabecera municipal de Machetá según el DANE. Elaboración propia.

$$pf = pi * (1 - r)^{(Tf - Ti)} \quad (8)$$

Pf = Población en el tiempo de diseño

Pi = Población inicial

r = Rata de crecimiento

Tf = Periodo de diseño

Ti = Periodo inicial

La tasa de crecimiento se puede calcular de la siguiente forma:

$$r = \left[\left(\frac{pf}{pi} \right)^{\left(\frac{1}{Tf-Ti} \right)} \right] - 1 \quad (9)$$

Al remplazar obtenemos una tasa de crecimiento de:

$$r = \left[\left(\frac{1496}{1049} \right)^{\left(\frac{1}{2018-1993} \right)} \right] - 1$$

$$r = 0,014$$

Tabla 37. *Proyección de población por método geométrico hasta 2045*

Año de proyección	Proyección de Población
2020	1539
2021	1561
2022	1583
2023	1606
2024	1629
2025	1652
2026	1676
2027	1700
2028	1724
2029	1749
2030	1774
2031	1799
2032	1825
2033	1851
2034	1878
2035	1904
2036	1932
2037	1959
2038	1987
2039	2016
2040	2045
2041	2074
2042	2103
2043	2133
2044	2164
2045	2195

Tabla 37. Proyección de población por método geométrico hasta 2045. Elaboración propia.

Se realizó una proyección de tres municipios, dos municipios son colindantes con las mismas características y el tercer municipio es de cualquier parte del país con características semejantes, esto se realiza con el fin de observar si el comportamiento de crecimiento del municipio de Machetá es normal y no presenta ningún decaimiento, de esta forma se corrobora que la elección del método geométrico fue adecuada.

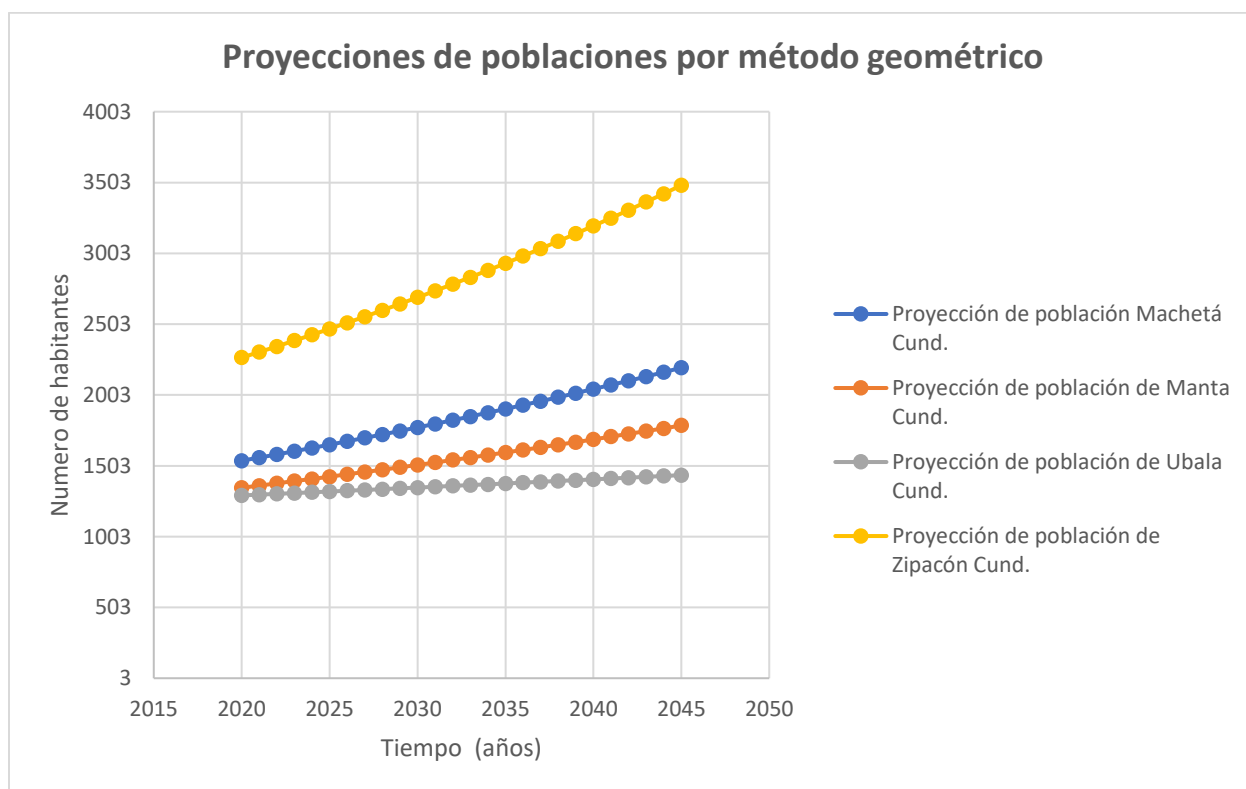


Figura 28. Proyección de población de municipios aledaños. Elaboración propia.

10.4. Caudal medio diario (Qmd)

El caudal medio diario, corresponde al promedio de los consumos diarios de caudal en un periodo de un año, el cual se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Qmd = (\text{numero de habitantes} * \text{dotacion bruta})/30 \quad (10)$$

Donde:

$$\text{Dotación bruta} = 12,96 \text{ m}^3/\text{suscriptor}/\text{mes}$$

La dotación bruta se divide entre el número promedio de habitantes por suscriptor con el fin de obtener el caudal medio diario en unidades de m³/hab/día.

$$Qmd = \frac{12,96 \text{ m}^3/\text{suscriptor}/\text{mes}}{2,7 \text{ habitantes}}/30 \text{ dias}$$

$$Qmd = 0,16 \text{ m}^3/\text{hab}/\text{dia}$$

10.5. Caudal máximo diario (QMD)

El caudal máximo diario corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas a lo largo de un periodo de un año, según la resolución 0330 de 2017 para sistemas nuevos se adopta un coeficiente de consumo máximo diario de 1.3, por lo tanto, la ecuación se interpretará de la siguiente forma:

$$QMD = Qmd * k1 \quad (11)$$

$$QMD = \left[\frac{\left(\frac{0,160 m^3}{hab/dia} * 2716 hab * 1000 lt \right)}{86400 seg} \right] * 1,3$$

$$QMD = 6,5 \frac{lt}{seg}$$

10.6. Proyección de demanda

Se realizó una proyección de la demanda por los 25 años de tiempo de diseño que se adoptó según lo estipula la Resolución 0330 del año 2017, esto se realiza con el fin de evaluar en que año la planta no satisface la demanda y de este modo identificar en que año diseñar otra unidad para que siga con el funcionamiento. En la tabla 29 se presenta la proyección de demanda desde el año 2019 hasta el año 2045.

Tabla 38. Proyección de demanda de caudal hasta 2045.

Año de proyección	Proyección de Población	Caudal (L/s)
2020	1539	3,7
2021	1561	3,8
2022	1583	3,8
2023	1606	3,9
2024	1629	3,9
2025	1652	4,0
2026	1676	4,0
2027	1700	4,1
2028	1724	4,2
2029	1749	4,2
2030	1774	4,3
2031	1799	4,3
2032	1825	4,4
2033	1851	4,5
2034	1878	4,5
2035	1904	4,6
2036	1932	4,7
2037	1959	4,7
2038	1987	4,8
2039	2016	4,9
2040	2045	4,9
2041	2074	5,0
2042	2103	5,1
2043	2133	5,1
2044	2164	5,2
2045	2195	5,3

Tabla 38. Proyección de demanda de caudal hasta 2045. Elaboración propia.

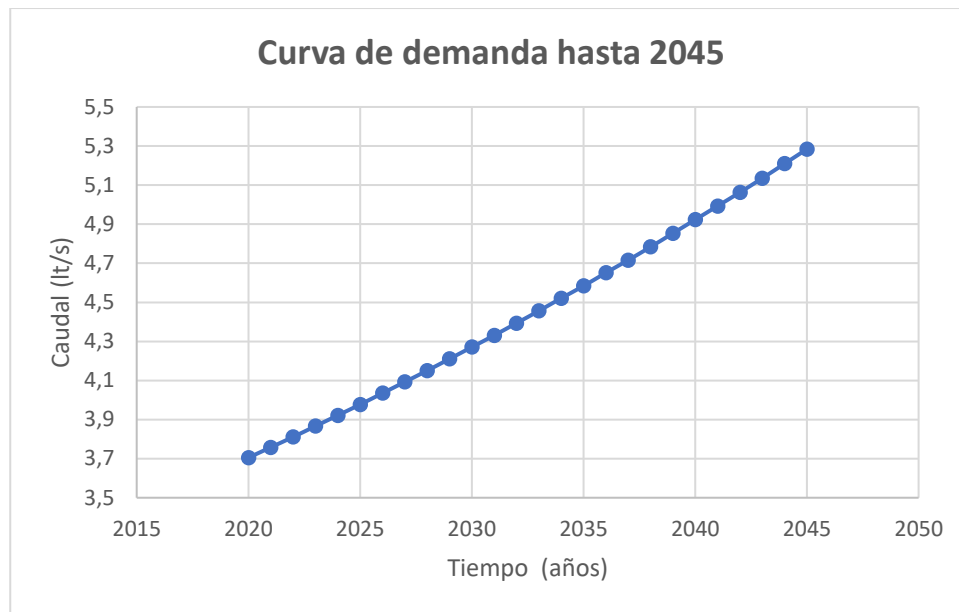


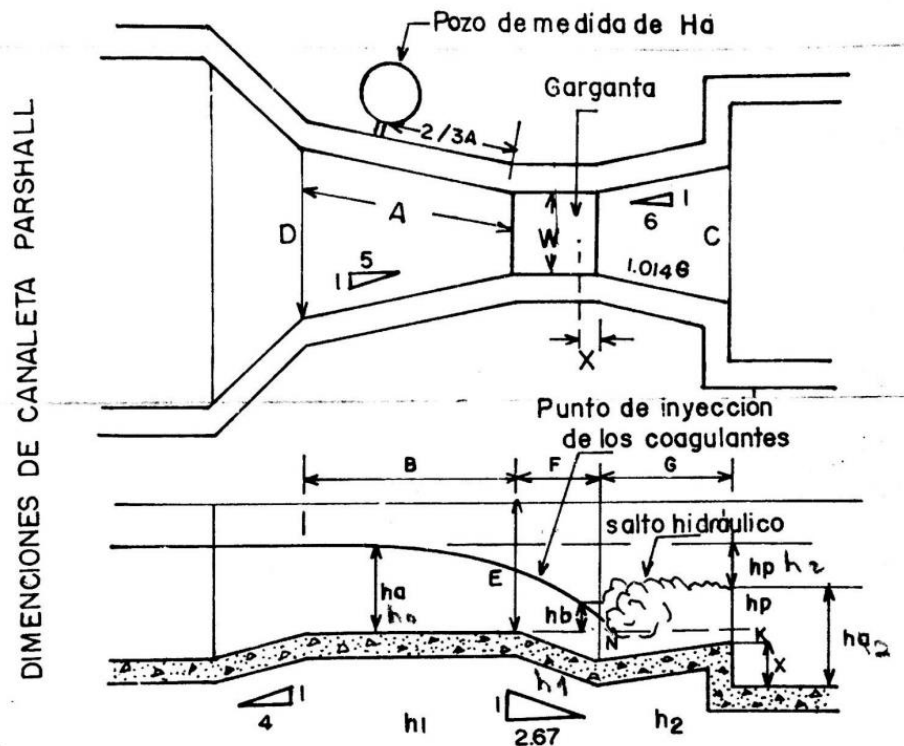
Figura 29. Curva de demanda. Elaboración propia.

10.7. Diseño de mezcla rápida- canaleta Parshall

Para la mezcla rápida se eligió una canaleta Parshall de un ancho de garganta de $W=3''$ (76,2mm), esta canaleta es capaz de aforar un caudal desde 0,85 lt/s hasta 54 lt/s.

La canaleta Parshall es la forma más común de producir un resalto hidráulico, el cual consiste en un segmento de canal con cambio rápido de pendientes.

Canaleta Parshall



$$Q = K * h_a^n \quad (12)$$

Tabla 40. Fórmulas para canaleta parshall.

Ancho de la garganta (cm)		Ecuación	Capacidad (L/s)
2,5	(1")	$Q=0,055 H_a^{1,5}$	0,3-5
5	(2")	$Q=0,110 H_a^{1,5}$	0,6-13
7,6	(3")	$Q = 0,176 H_a^{1,547}$	0,8-55
15,2	(6")	$Q= 0,381 H_a^{1,58}$	1,5-110
22,9	(9")	$Q = 0,535 H_a^{1,53}$	2,5-250
30,5	(12")	$Q = 0,690 H_a^{1,522}$	3,1-455
45,7	(18")	$Q = 1,054 H_a^{1,538}$	4,3-700
61,0	(24")	$Q = 1,426 H_a^{1,55}$	12-950
91,4	(36")	$Q = 2,182 H_a^{1,566}$	17-1400
121,9	(48")	$Q = 2,935 H_a^{1,578}$	37-1900
152,4	(60")	$Q = 3,728 H_a^{1,587}$	60-2400
182,8	(72")	$Q = 4,515 H_a^{1,595}$	70-2900
213,4	(84")	$Q = 5,306 H_a^{1,601}$	115-3450
243,8	(96")	$Q = 6,101 H_a^{1,606}$	130-3950
305	(120")	$Q = 7,463 H_a^{1,6}$	250-5660

Tabla 40. Fórmulas para canaleta parshall, Romero Rojas, Jairo. Tratamiento de aguas residuales, teoría y principios de diseño.

Se calcula “ha” para 3 caudales con la finalidad de realizar una gráfica como se observa en la figura 31 y poder leer la altura de la lámina de agua en la canaleta Parshall y determinar el caudal que se está tratando.

$$Q = 3,7 \text{ L/seg}$$

$$Q = K * h_a^n \quad (13)$$

$$0,0037 = 0,055 * ha^{1.5}$$

$$ha = 0,165m \approx 16,5 \text{ cm}$$

Tabla 41. Valores de ha según diferentes caudales.

Caudal (m ³ /s)	ha (m)
0,0037	0,165
0,0044	0,185
0,0053	0,210

Tabla 41. Valores de ha. Elaboración propia.

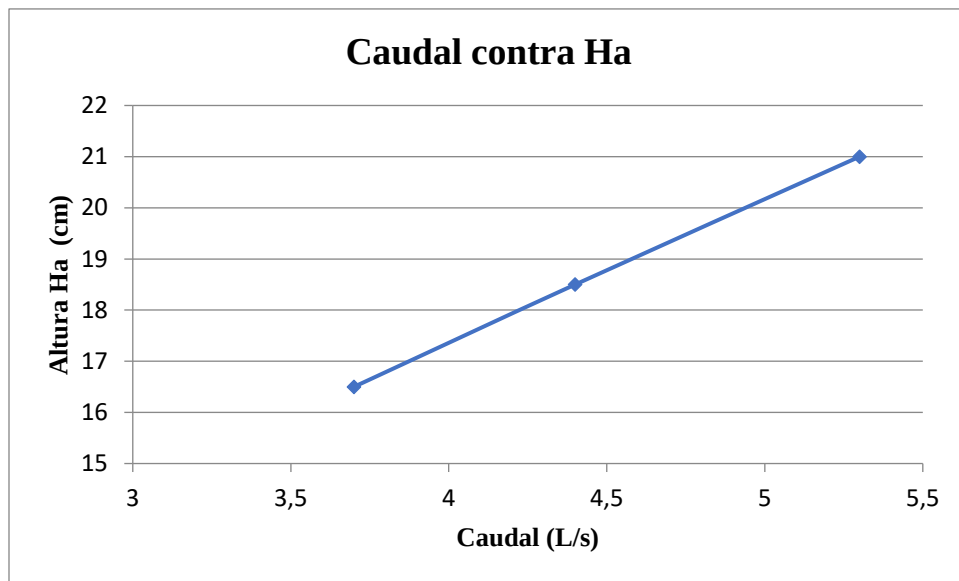


Figura 31. Grafica de caudal contra ha. Elaboración propia.

Verificación de canaleta como aforador para caudal pequeño 0,0037 m³/s

Se realiza la verificación de la canaleta como aforador, para este caso se realizara la verificación para el caudal más pequeño que es de 3,7 lt/s.

$$Q = 0,0037 \text{ m}^3/\text{seg}$$

De la tabla 39 y 41 se obtiene los valores de N y ha, para una canaleta de W= 1" y con el caudal 0,0037 m³/s.

$$N = 2,9 \text{ Cm} \approx 0,029\text{m}$$

$$ha = 0,165 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{Q}{D' * ha} \quad (14)$$

$$\text{Donde } D' \quad D' = \frac{2}{3} * (D - W) + W \quad (15)$$

$$\text{Remplazando } D' = \frac{2}{3} * (0,168 - 0,025) + 0,025 = 0,12$$

$$V_a = \frac{0,0037}{0,12 \times 0,165} = 0,186 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_a^2}{2g} + ha + N = Ea \quad (16)$$

$$\frac{0,186^2}{2 \times 9,81} + 0,165 + 0,029 = 0,195 \text{ m. c. a}$$

$$\frac{V_w^2}{2g} + h_b + N = 0,14 \quad \text{Ecuación 1}$$

$$Q = h_w \times 0,075 \times V_w \quad \text{Ecuación 2}$$

Igualación de ecuación 1 y 2

$$\bullet V_w^3 - 2g \times V_w \times Ea = \frac{-2 Q g}{w} \quad (17) \quad \text{De la ecuación de la continuidad}$$

$$V_w^3 - 19,62 * V_w * 0,195 = - \frac{2 * 0,0037 * 9,81}{0,025}$$

$$V_w^3 - 3,83 * V_w = - 2,90$$

$$V_w = -2,26 \frac{m}{s} \sim 2,3 \frac{m}{s} \quad \text{Cumple.}$$

Al calcular la velocidad del agua en la garganta b de la canaleta parshall, se obtiene un valor de 2,3 m/s, este valor cumple debido a que se da como recomendación que la velocidad en la garganta sea mayor a 2 m/s, con el objetivo de impedir sedimentación de partículas.

$$Q = A * V \quad (18)$$

$$\frac{0,0037 \text{ m}^3}{s} = h_w * 0,025 \text{ m} * 2,3 \text{ m/s}$$

$$h_w = 0,064 \text{ m}$$

$$\bullet h_b = 0,064 - 0,029$$

$$\bullet h_b = |0,035| \text{ m}$$

Sumergencia:

$$s = \frac{hb}{ha} \quad (19)$$

Tabla 42. Valores de sumergencia máxima para que no trabaje ahogada.

Ancho de garganta	Máxima sumergencia (Hb/Ha)
2.5 (1") a 22.9 (9")	0,6
30.5 (1') a 244 (8')	0,7
305 (10') a 1525 (50')	0,8

Tabla 42. Valores máximos de sugerencia según la garganta: Arboleda Valencia, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Tercera edición.

$$S = \frac{0,035}{0,165} = 0,21 \quad \text{Cumple}$$

Al calcular la sumergencia cumple con el criterio establecido por Arboleda, dicho valor 0,21 el cual debe ser menor a 0,6 como se muestra en la tabla 42.

Verificación de canaleta como mezclador

$$NF = \frac{V_w}{\sqrt{g \times h_w}} \quad (20)$$

$$NF = \frac{2,3 \text{ m/s}}{\sqrt{\frac{9,81 \text{ m}}{\text{s}^2} \times 0,064 \text{ m}}}$$

$$NF = 2,90 \quad \text{Cumple}$$

El número de Froude cumple, debido a que se obtuvo como resultado 2,90, se establece que debe estar entre 2 a 4.

Verificación de canaleta como aforador para caudal medio de 0,0044 m³/s.

Se realiza la verificación de la canaleta como aforador, para este caso se realizará la verificación para el caudal medio que es de 4,4 lt/s.

$$Q = 0,0044 \text{ m}^3/\text{seg}$$

De la tabla 39 y 41 se obtiene los valores de N y ha, para una canaleta de W= 1” y con el caudal 0,0044 m³/s.

$$N = 2,9 \text{ Cm} \approx 0,029 \text{ m}$$

$$ha = 0,185 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{Q}{D' * ha} \quad (21)$$

$$\text{Donde } D' = \frac{2}{3} * (D - W) + W \quad (22)$$

$$\text{Remplazando } D' = \frac{2}{3} * (0,168 - 0,025) + 0,025 = 0,12$$

$$V_a = \frac{0,0044}{0,12 * 0,185} = 0,198 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_a^2}{2g} + ha + N = EA \quad (23)$$

$$\bullet \frac{0,198^2}{2 * 9,81} + 0,185 + 0,029 = 0,216 \text{ m.c.a}$$

$$\frac{V_w^2}{2g} + h_b + N = 0,15 \quad \text{Ecuación 1}$$

$$Q = h_w * 0,075 * V_w \quad \text{Ecuación 2}$$

Igualación de ecuación 1 y 2

$$\bullet V_w^3 - 2g * V_w * Ea = \frac{-2 Q g}{w} \quad (24) \quad \text{De la ecuación de la continuidad}$$

$$V_w^3 - 19,6 \times V_w \times 0,216 = - \frac{2 \times 0,0044 \times 9,81}{0,025}$$

$$V_w^3 - 4,23 * V_w = -3,45$$

$$V_w = -2,38 \frac{m}{s} \sim 2,4 \frac{m}{s} \quad \text{Cumple.}$$

Al calcular la velocidad del agua en la garganta b de la canaleta parshall, se obtiene un valor de 2,4 m/s, este valor cumple debido a que se da como recomendación que la velocidad en la garganta sea mayor a 2 m/s, con el objetivo de impedir sedimentación de partículas.

$$Q = A * V \quad (25)$$

$$\frac{0,0044 \text{ m}^3}{s} = h_w \times 0,025 \text{ m} \times 2,38 \text{ m/s}$$

$$h_w = 0,074 \text{ m}$$

$$\bullet h_b = 0,074 - 0,029$$

$$\bullet h_b = |0,045| \text{ m}$$

Sumergencia:

$$s = \frac{hb}{ha} \quad (26)$$

Tabla 43. Valores de sumergencia máxima para que no trabaje ahogada.

Ancho de garganta	Máxima sumergencia (Hb/Hb)
2.5 (1") a 22.9 (9")	0,6
30.5 (1') a 244 (8')	0,7
305 (10') a 1525 (50')	0,8

Tabla 43. Valores máximos de sugerencia según la garganta: Arboleda Valencia, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Tercera edición.

$$S = \frac{0,045}{0,185} = 0,24 \quad \text{Cumple}$$

Al calcular la sumergencia cumple con el criterio establecido por Arboleda, dicho valor 0,24 el cual debe ser menor a 0,6 como se muestra en la tabla 43.

Verificación de canaleta como mezclador

$$NF = \frac{V_w}{\sqrt{g} \times h_w} \quad (27)$$

$$NF = \frac{2,38 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \text{ m/s}^2} \times 0,074 \text{ m}}$$

$$NF = 2,79 \quad \text{Cumple}$$

El número de Froude cumple, debido a que se obtuvo como resultado 2,79, se establece que debe estar entre 2 a 4.

Verificación de canaleta como aforador para caudal grande de 0,0053 m³/s.

Se realiza la verificación de la canaleta como aforador, para este caso se realizará la verificación para el caudal más grande que es de 5,3 lt/s.

$$Q = 0,0053 \text{ m}^3/\text{s}$$

De la tabla 39 y 41 se obtiene los valores de N y ha, para una canaleta de W= 1” y con el caudal 0,0065 m³/s.

$$N = 2,9 \text{ Cm} \approx 0,029 \text{ m}$$

$$ha = 0,210 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{Q}{D' * ha} \quad (28)$$

$$\text{Donde } D' \quad D' = \frac{2}{3} * (D - W) + W \quad (29)$$

$$\text{Remplazando } D' = \frac{2}{3} * (0,168 - 0,025) + 0,025 = 0,12$$

$$V_a = \frac{0,0053}{0,12 \times 0,210} = 0,210 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V_a^2}{2g} + ha + N = Ea \quad (30)$$

$$\frac{0,210^2}{2 \times 9,81} + 0,210 + 0,029 = 0,24 \text{ m.c.a}$$

$$\frac{V_w^2}{2g} + h_b + N = 0,16 \quad \text{Ecuación 1}$$

$$Q = h_w \times 0,075 \times V_w \quad \text{Ecuación 2}$$

Igualación de ecuación 1 y 2

$$V_w^3 - 2g \times V_w \times Ea = \frac{-2 Q g}{w} \quad (31) \quad \text{De la ecuación de la continuidad}$$

$$V_w^3 - 19,6 \times V_w \times 0,24 = - \frac{2 \times 0,0053 \times 9,81}{0,025}$$

$$V_w^3 - 4,704 \times V_w = -4,16$$

$$V_w = -2,52 \frac{m}{seg} \sim 2,5 \frac{m}{seg} \quad \text{Cumple.}$$

Al calcular la velocidad del agua en la garganta de la canaleta Parshall, se obtiene un valor de 2,5 m/s, este valor cumple debido a que se da como recomendación que la velocidad en la garganta sea mayor a 2 m/s, con el objetivo de impedir sedimentación de partículas.

$$Q = A \times V \quad (32)$$

$$\frac{0,0053 \text{ m}^3}{s} = h_w \times 0,025 \text{ m} \times 2,5 \text{ m/s}$$

$$h_w = 0,084 \text{ m}$$

$$\bullet h_b = 0,084 - 0,029$$

$$\bullet h_b = |0,055| \text{ m}$$

Sumergencia:

$$s = \frac{hb}{ha} \quad (33)$$

Tabla 44. Valores de sumergencia máxima para que no trabaje ahogada.

Ancho de garganta	Máxima sumergencia (Hb/Ha)
2,5 (1") a 22.9 (9")	0,6
30.5 (1') a 244 (8')	0,7
305 (10') a 1525 (50')	0,8

Tabla 44. Valores máximos de sugerencia según la garganta: Arboleda Valencia, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Tercera edición.

$$S = \frac{0,055}{0,210} = 0,26 \quad \text{Cumple}$$

Al calcular la sumergencia cumple con el criterio establecido por Arboleda, dicho valor 0,26 el cual debe ser menor a 0,6 como se muestra en la tabla 44.

Verificación de canaleta como mezclador

$$NF = \frac{V_w}{\sqrt{g \times h_w}} \quad (34)$$

$$NF = \frac{2,5 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \text{ m/s}^2 \times 0,084 \text{ m}}}$$

$$NF = 3,4 \quad \text{Cumple}$$

El número de froude cumple, debido a que se obtuvo como resultado 3,4, se establece que debe estar entre 2 a 4.

10.8 cámara de aquietamiento

➤ Volumen de la cámara

$$V = Q * t \quad (35)$$

Donde:

V: Volumen

Q: Caudal de diseño

T: Tiempo de retención

Según recomendaciones se debe tomar un tiempo de retención entre 30 y 60 segundos, la altura de la cámara varía entre 1 y 2 metros.

$$V = 0,0053 \frac{m^3}{seg} * 60 seg = 0,32 m^3$$

➤ Área de la cámara

$$Q = A * v \quad (36)$$

Donde:

v: Velocidad ascensional

Q: Caudal de diseño

A: Área

Según autores recomiendan que la velocidad ascensional se asuma de 0,05 cm/s.

$$0,0053 \frac{m^3}{seg} = A * 0,005 \frac{m}{seg}$$

$$A = 1m^2$$

Dimensiones 1 m x1m

➤ **Profundidad de la cámara.**

$$h = \frac{V}{A} \quad (37)$$

Donde:

h: Altura de la cámara

V: Volumen de la cámara

A: Área de la cámara

$$h = \frac{0,32}{1}$$

$$h = 0,32 \, m$$

Se asume la profundidad mínima que es 1 metro.

10.9. Diseño del floculador

Según el autor Jairo Alberto Romero, menciona que las velocidades de floculación deben estar comprendidas entre 10 cm/s y 40 cm/ s. Debido a que si es menor a 10 cm/s el floc se sedimenta y si es mayor a 40 cm/s el floc se rompe.

De acuerdo con la proyección de población, se calculó un caudal de diseño de 5,3 L/S.

Según (Lozano Rivas & Lozano Bravo, 2015, pág. 166) los cálculos para establecer, si la floculación hidráulica cumple con los requerimientos de funcionamiento, se evaluará el 100% del caudal de entrada. A continuación, se presentan las variables:

Tabla 45. Variables para el cálculo del floculador Cox.

Variable	Resultado	Unidades
Q	0,0053	m ³ /s
NC	6	Und
L	1,50 m	m
A	1,50 m	m
P	3,00	m
BD	0,3	m
S	0,1	%
Temperatura	19	Grados
ϑ		
C_d	1,03E-06	
	0,8	

Tabla 45. Variables para el cálculo del floculador Cox. Elaboración propia

Para calcular el área de las ventanas debe tenerse claro que es la velocidad de paso entre las ventanas de las cámaras la que produce el gradiente de mezcla.

El área de los orificios de paso de sección rectangular se puede calcular así:

$$A = \left(\frac{Q^3}{116 \times G^2 \times v} \right)^{\frac{2}{7}} \quad (38)$$

Ya que en el diseño del floculador tipo Cox se usan orificios de paso, de sección circular se debe calcular el diámetro por medio de la siguiente ecuación:

$$d = 0,61 \times \left(\frac{Q^3}{G^2 \times v} \right)^{\frac{1}{7}} \quad (39)$$

Por otro lado, se debe calcular la pérdida de carga en cada orificio de paso, este se determina mediante la siguiente expresión:

$$h_f = \frac{Q^2}{2 \times g \times C_d^2 \times A^2} \quad (40)$$

Floculador Cox 1 – Orificio de la cámara 1-2

$$A = \left(\frac{0,0053^3}{116 \times 30^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{2}{7}} = 0,0212 m^2$$

$$d = 0,61 \times \left(\frac{0,0053^3}{30^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7}} = 0,175 \text{ m}$$

$$h_f = \frac{0,0053^2}{2 \times 9,81 \times 0,80^2 \times 0,0212^2} = 0,005 \text{ m}$$

Floculador Cox 1 – Orificio de la cámara 2-3

$$A = \left(\frac{0,0053^3}{116 \times 28^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{2}{7}} = 0,0220 m^2$$

$$d = 0,61 \times \left(\frac{0,0053^3}{28^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7}} = 0,1759 m$$

$$h_f = \frac{0,0053^2}{2 \times 9,81 \times 0,80^2 \times 0,0220^2} = 0,0046 m$$

Floculador Cox 1 – Orificio de la cámara 3-4

$$A = \left(\frac{0,0053^3}{116 \times 26^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{2}{7}} = 0,0230 m^2$$

$$d = 0,61 \times \left(\frac{0,0053^3}{26^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7}} = 0,182 m$$

$$h_f = \frac{0,0053^2}{2 \times 9,81 \times 0,80^2 \times 0,0230^2} = 0,0042 m$$

Floculador Cox 1 – Orificio de la cámara 4-5

$$A = \left(\frac{0,0053^3}{116 \times 24^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{2}{7}} = 0,0241 m^2$$

$$d = 0,61 \times \left(\frac{0,0053^3}{24^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7}} = 0,187 m$$

$$h_f = \frac{0,0053^2}{2 \times 9,81 \times 0,80^2 \times 0,0241^2} = 0.0039 m$$

Floculador Cox 1 – Orificio de la cámara 5-6

$$A = \left(\frac{0,0053^3}{116 \times 22^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{2}{7}} = 0,0253 m^2$$

$$d = 0,61 \times \left(\frac{0,0053^3}{22^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7}} = 0,191 m$$

$$h_f = \frac{0,0053^2}{2 \times 9,81 \times 0,80^2 \times 0,0253^2} = 0,0035 m$$

Floculador Cox 1 – Orificio de la cámara 6

$$A = \left(\frac{0,0053^3}{116 \times 20^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{2}{7}} = 0,0267 m^2$$

$$d = 0,61 \times \left(\frac{0,0053^3}{30^2 \times 1,03 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7}} = 0,197 m$$

$$h_f = \frac{0,0053^2}{2 \times 9,81 \times 0,80^2 \times 0,0212^2} = 0,0031 m$$

Tabla 46. Verificación de cumplimiento hidráulico del floculador para 1 año.

Orificio de cámara	Gradiente de mezcla (s ⁻¹)	Área orificios de paso (m ²)	Diámetro del orificio circular (m)	Pérdida de carga (m)
1--2	30	0,016	0,15	0,009
2--3	28	0,016	0,15	0,009
3--4	26	0,017	0,16	0,008
4--5	24	0,018	0,16	0,007
5--6	22	0,019	0,16	0,006
6	20	0,020	0,17	0,006

Tabla 46. Verificación de cumplimiento hidráulico del floculador para 1 año. Elaboración propia

Tabla 47. Verificación de cumplimiento hidráulico del floculador para 15 años.

Orificio de cámara	Gradiente de mezcla (s ⁻¹)	Área orificios de paso (m ²)	Diámetro del orificio circular (m)	Pérdida de carga (m)
1--2	30	0,018	0,16	0,007
2--3	28	0,019	0,16	0,006
3--4	26	0,020	0,17	0,006
4--5	24	0,021	0,17	0,005
5--6	22	0,022	0,18	0,005
6	20	0,023	0,18	0,004

Tabla 47. Verificación de cumplimiento hidráulico del floculador para 15 años. Elaboración propia

Tabla 48. Verificación de cumplimiento hidráulico del floculador para 25 años.

Orificio de cámara	Gradiente de mezcla (s^{-1})	Área orificios de paso (m^2)	Diámetro del orificio circular (m)	Pérdida de carga (m)
1--2	30	0,021	0,18	0,005
2--3	28	0,022	0,18	0,005
3--4	26	0,023	0,18	0,004
4--5	24	0,024	0,19	0,004
5--6	22	0,025	0,19	0,003
6	20	0,027	0,20	0,003

Tabla 48. Verificación de cumplimiento hidráulico del floculador para 15 años. Elaboración propia

Según (Lozano Rivas y Lozano Bravo, 2015, pág. 166) los criterios de evaluación para el floculador tipo Cox son:

- Número de cámaras entre 8 y 10 es lo recomendado y como mínimo se usa 6.

Cumple: 6 cámaras.

- Gradiente de mezcla entre 20 y 60 s^{-1}

Cumple: Los valores entre cámara y cámara son superiores a 20 s^{-1}

Calculo de diámetro de lavado de cada cámara del floculador.

➤ Dimensiones cámara de Floculación

Largo 1,5 m

Ancho 1,5 m

Profundidad 3 m

• *Tiempo (De desocupado el tanque)* = 900 seg (15 min)

$$t = 900 \text{ seg}$$

$$V = L * A * P = m^3 \quad (41) \quad \text{Ecuacion de Volumen}$$

Donde:

L: Largo

A: Ancho

P: Profundidad

$$V = 1,5 \text{ m} * 1,5 \text{ m} * 3 \text{ m} = 6,75 \text{ m}^3$$

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{m^3}{seg} \quad (42) \quad \text{Ecuacion de caudal.}$$

Donde:

V: Volumen

t: Tiempo

Q: Caudal

$$Q = \frac{6,75}{900} = 0,0075 \frac{m^3}{seg}$$

Según el libro potabilización del agua del ingeniero William Antonio Lozano la velocidad varía entre 1-2 m/s.

Se asume como velocidad

$$v = 1,5 \frac{m}{seg}$$

$$Q = v * A \quad (43)$$

$$Q = v * \frac{\pi * D^2}{4}$$

Donde:

v: Velocidad

D: Diámetro

Q: Caudal

Despejando D

$$D = \sqrt{\frac{(4 * Q)}{v * \pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{(4 * 0,0075)}{1,5 * \pi}} = 0,079 \text{ m} \approx 3"$$

El diámetro de desagüe para las seis cámaras de floculación es de $0,079 \text{ m} \approx 3"$

Calculo del diámetro del colector del agua de las 6 cámaras.

$$\text{Caudal de 1 camara} = \frac{0,0075 \text{ m}^3}{s}$$

$$\text{Caudal de las 6 Camaras} = \frac{0,0075 \text{ m}^3}{s} * 6 \text{ Camaras} = 0,045 \frac{\text{m}^3}{s}$$

$$Q = VA \quad (44)$$

$$Q = v * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (45)$$

Donde:

v: Velocidad

D: Diámetro

Q: Caudal

Despejando D

$$D = \sqrt{\frac{(4 * Q)}{v * \pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{(4 * 0,045)}{1,5 * \pi}} = 0,20 \text{ m} \approx 8"$$

10.10. Diseño del filtro

De acuerdo con Morril y Wallace, el número de filtros puede determinarse con la siguiente ecuación:

➤ Numero de filtros

$$n = 0,044 * \sqrt{Q \left(\frac{m^3}{dia} \right)} \quad (46)$$

$$Q = 5,3 \frac{lt}{s} \approx 457,92 \frac{m^3}{s}$$

$$n = 0,044 * \sqrt{457,92 m^3/dia}$$

$$n = 1 \text{ Filtro}$$

➤ Área del filtro

$$A = \frac{Q}{CH} \quad (47)$$

Donde:

Q: Caudal

CH: Carga Hidráulica

Según las recomendaciones del resolución 0330 de 2017, para una filtración rápida con lecho simple la tasa de filtración debe ser menor a $120 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$. Se escogió una filtración rápida según las recomendaciones que propone Luis Felipe Silva Garavito en su libro “Diseño de plantas de purificación de aguas” el cual dice que para caudales mayores a $3,5 \text{ lt/s}$ se remienda filtración rápida. La tasa de filtración que se escoge para los filtros de la planta de tratamiento es de $64 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

Tabla 49. *Parámetros de tasa de filtración según el tipo filtración*

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

Tabla 49. Parámetros de tasa de filtración según el tipo filtración. Tomado de resolución 0330 de 2017.

$$A = \frac{457,92 \text{ m}^3/\text{dia}}{64 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}}$$

$$A = 7,2 \text{ m}^2$$

De acuerdo con el área anteriormente obtenida se procede a establecer las dimensiones del filtro. Estas dimensiones son: 2,20 m x 3,30 m.

Según las recomendaciones del resolución 0330 de 2017, para una filtración rápida con lecho simple el espesor del lecho filtrante debe estar entre 0,6 a 0,9 m. El espesor que se elige para el lecho filtrante del filtro de la planta de tratamiento es de 0,85.

10.10.1 Caudal de lavado.

➤ Velocidad de lavado

$$v_l = 0,1 * v_t \quad (48)$$

Donde V_t : Velocidad de arrastre

$$v_t = 10 D_{60} \quad (49)$$

Donde D_{60} : Corresponde al tamaño de partículas para el 60% que pasa, en mm.

$$D_{60} = Cu * Te \quad (50)$$

Donde:

Cu : Coeficiente de uniformidad

Te : Tamaño efectivo de la partícula

El sistema filtrante se compone de una capa de arena de 80 cm con un tamaño efectivo de 0,60 mm $\pm$ 0,05 con un coeficiente de uniformidad de 1,40 $\pm$ 0,10.

$$D_{60} = 1,40 * 0,6$$

$$D_{60} = 0,84$$

$$v_t = 10 * 0,84 = 8,4$$

$$v_l = 0,1 * 0,84 = 0,84 \text{ m/ min} \quad \textbf{Velocidad optima de lavado}$$

Caudal de lavado

$$Q_l = v_l * A_{filtro} \quad (51)$$

$$Q_l = 0,84 \frac{m}{min} * 2,20 m * 3,30 m = 6,1 m^3/min \approx 0,101 m^3/seg \quad \text{Caudal de lavado}$$

10.10.2 Diseño de canaleta de lavado

$$y = 0,98 \left(\frac{Q}{B} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (52)$$

Donde:

Q : Caudal de lavado (m³/s)

B : Ancho de la canaleta

Y : Altura de la canaleta

Se asume un ancho de canal de 0,30 m.

$$y = 0,98 \left(\frac{0,01}{0,30} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (53)$$

$$y = 0,1 m$$

10.10.3 Diseño de sistema de bombeo para reutilizar el agua de lavado

➤ Diseño de la tubería de impulsión.

$$Q = 0,010 \frac{m^3}{seg} \quad (\text{Caudal de lavado})$$

$$D_i = K * X^{\frac{1}{4}} * \sqrt{Q \text{ (m}^3\text{/seg)}} \quad (54)$$

Donde:

$$x = \frac{\# \text{ de horas de bombeo}}{24 \text{ horas}} \quad (55)$$

K: 1,3

Q: Caudal en m³/s

$$D_i = 1,3 * \left(\frac{2 \text{ horas}}{24 \text{ horas}} \right)^{\frac{1}{4}} * \sqrt{0,010 \text{ m}^3\text{/seg}}$$

$$D_i = 0,07 \text{ m} \approx 3" \text{ Diametro comercial}$$

$$Q = 0,28 * C * D^{2,63} * J^{0,54} \quad (56)$$

Donde:

C: 140

D: Diámetro de la tubería

J: Pérdida unitaria

$$0,010 \frac{m^3}{seg} = 0,28 * 140 * 0,075^{2,63} * J^{0,54}$$

$$\text{Despejando } J = 0,066$$

Tabla 50. Longitudes equivalentes de tubería de impulsión para reutilizar el agua de lavado.

Accesorios en la impulsión D= 75 mm			
Accesorios	Longitud Equivalente (m)	Cantidad de Accesorios	Longitud Total (m)
Codo de 90	2,1	3	6,3
Niple	2,9	1	2,9
Válvula de compuerta	0,5	1	0,5
Flotador	4,1	1	4,1
Total	(m)		18,3

Tabla 50. Longitudes equivalentes de tubería de impulsión para reutilizar el agua de lavado. Elaboración Propia.

Pérdida total en la tubería de impulsión de la bomba

$$h_t = \frac{v^2}{2g} + (lr + le) * J \quad (57)$$

Donde:

v: Velocidad en la tubería

lr: Longitud Recta

le: Longitud Equivalente

g: Gravedad

Longitud en planta: 4,71 m + 16,26 m = 21,26 m

Altura estática del tanque según planos: 2 m.

Longitud recta (lr) = 21,26 m + 2 m = 23,26 m.

$$h_t = \frac{1,5^2}{2 * 9,81} + (23,26 \text{ m} + 18,3 \text{ m}) * 0,066 = 3 \text{ m}$$

➤ **Tubería de succión**

$$Q = 0,010 \frac{m^3}{seg}$$

Según el libro “elementos de diseño para acueductos y alcantarillados del ingeniero Ricardo Alfredo López Cualla”, recomienda que el diámetro de la succión debe ser mayor que el de la impulsión, como el diámetro que se obtuvo de la impulsión es de 3” se asume un diámetro mayor para la succión es decir de 4”

$$Q = 0,28 * C * D^{2,63} * J^{0,54} \quad (58)$$

Donde:

C: 140

D: Diámetro de la tubería

J: Pérdida unitaria

$$0,010 \frac{m^3}{seg} = 0,28 * 140 * 0,1^{2,63} * J^{0,54}$$

$$\text{Despejando } J = 0,016$$

Tabla 51. Longitudes equivalentes de tubería de succión para reutilizar el agua de lavado.

Accesorios en la Succión D=100 mm			
Accesorios	Longitud Equivalente (m)	Cantidad de Accesorios	Longitud Total (m)
Válvula de coladera	23	1	23
Codo de 90	2,8	1	2,8
Niple	3,5	1	3,5
Total (m)			29,3

Tabla 51. Longitudes equivalentes de tubería de succión para reutilizar el agua de lavado. Elaboración Propia.

Pérdida Total en la tubería de succión de la bomba

$$h_t = \frac{v^2}{2g} + (lr + le) * J \quad (59)$$

Donde:

v: Velocidad en la tubería

lr: Longitud Recta

le: Longitud Equivalente

g: Gravedad

$$h_t = \frac{0,8^2}{2 * 9,81} + (1 \text{ m} + 29,3) * 0,016 = 0,52 \text{ m}$$

La pérdida total en el sistema de reutilización de las aguas de lavado de los filtros en la succión más impulsión es de 3,50 m.

10.10.4 Volumen del tanque de lavado de los filtros

$$V = Q_l * t \quad (60)$$

De acuerdo a recomendaciones, se dice que el tiempo de lavado es de aproximadamente 15 minutos.

$$V = 0,010 \frac{m^3}{seg} * 15min * 60 seg$$

$$V = 9 m^3$$

De acuerdo con el volumen del tanque de lavado se establecen las siguientes dimensiones:

Tabla 52. *Dimensiones del tanque de lavado de los filtros.*

	Unidad	Valor
Largo	m	2,5
Ancho	m	2,5
Profundidad	m	2

Tabla 52. Dimensiones del tanque de lavado de los filtros. Elaboración propia.

10.10.5 Diámetro de la tubería de entrada de lavado al filtro

$$Q = 0,01 \frac{m^3}{seg}$$

Por recomendaciones la velocidad en las tuberías de lavado debe estar entre 1 – 2 m/s. Se elige una velocidad de 1,5 m/s.

$$Q = v * A \quad (61)$$

$$0,01 \frac{m^3}{seg} = 1,5 \frac{m}{seg} * \pi * \frac{D^2}{4}$$

$$\text{Despejando } D = 0,09 \text{ m} \approx 4 \text{ pulg}$$

10.10.5.1 Pérdidas en el diámetro de la tubería de entrada de lavado al filtro

$$Q = 0,28 * C * D^{2,63} * J^{0,54} \quad (51)$$

Donde:

C: 140

D: Diámetro de la tubería

J: Pérdida unitaria

$$0,010 \frac{m^3}{seg} = 0,28 * 140 * 0,1^{2,63} * J^{0,54}$$

$$\text{Despejando } J = 0,016$$

Tabla 53. Longitudes equivalentes de tubería de lavado.

Accesorios en la tubería de lavado D=100 mm			
Accesorios	Longitud Equivalente (m)	Cantidad de Accesorios	Longitud Total (m)
Codo de 90	2,8	2	5,6
Tee de paso directo	2,1	1	2,1
Válvula	0,7	2	1,4
Tee de paso lateral	6,7	1	6,7
Total (m)			15,8

Tabla 53. Longitudes equivalentes de la tubería de lavado. Elaboración Propia.

Pérdida Total en la tubería de entrada de lavado de los filtros

$$h_t = \frac{v^2}{2g} + (lr + le) * J \quad (62)$$

Donde:

v: Velocidad en la tubería

lr: Longitud Recta

le: Longitud Equivalente

g: Gravedad

Altura del tanque elevado : 6 m

Distancias en planta: 7,191 m

Longitud recta según los planos (le) = 6 m + 7,23 m = 13,19 m

$$h_t = \frac{1,5^2}{2 * 9,81} + (13,19 \text{ m} + 15,8) * 0,016 = 0,59 \text{ m}$$

10.10.6 Cálculo de caudal de llenado tanque elevado

Se recomienda que el tiempo de llenado del tanque sea de 2 a 4 horas. Para el tanque de 9 m³ se escogerá un tiempo de llenado de 2 horas.

$$Q = \frac{V}{t} \quad (63)$$

Donde:

V: Volumen

t: Tiempo

$$Q = \frac{9000}{1 \text{ horas} * \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hora}}} = 2,5 \frac{\text{lt}}{\text{seg}}$$

10.10.7 Volumen del tanque de succión de la bomba

Se recomienda que el tiempo de retención en el tanque de succión de la bomba sea de 3 a 5 minutos. Para el tanque de 9 m³ se escogerá un tiempo de llenado de 5 minutos.

$$V = Q * t \quad (64)$$

$$V = 0,0025 \frac{m^3}{seg} * 5 \text{ min} * 60 \text{ seg} = 0,75 \text{ m}^3 \approx 1 \text{ m}^3$$

10.10.8 Pérdidas en la succión de la bomba

$$Q = 0,0025 \frac{m^3}{seg}$$

Según el libro “elementos de diseño para acueductos y alcantarillados del ingeniero Ricardo Alfredo López Cualla”, recomienda que el diámetro de la succión debe ser mayor que el de la impulsión, como el diámetro que se obtuvo de la impulsión es de 2” asumimos un diámetro mayor para la succión es decir de 2,5”

$$Q = 0,28 * C * D^{2,63} * J^{0,54} \quad (65)$$

Donde:

C: 140

D: Diámetro de la tubería

J: Pérdida unitaria

$$0,0025 \frac{m^3}{seg} = 0,28 * 140 * 0,0625^{2,63} * J^{0,54}$$

Despejando $J = 0,012$

Tabla 54. Longitudes equivalentes de tubería de succión hacia el tanque de lavado

Accesorios en la Succión D=62,5 mm			
Accesorios	Longitud Equivalente (m)	Cantidad de Accesorios	Longitud Total (m)
Válvula de coladera	17	1	17
Codo de 90	1,7	1	1,7
Niple	3	1	3
Total (m)			21,7

Tabla 54. Longitudes equivalentes de tubería de succión hacia el tanque de lavado. Elaboración Propia.

Pérdida Total en la tubería de succión de la bomba

$$h_t = \frac{v^2}{2g} + (lr + le) * J \quad (66)$$

Donde:

v: Velocidad en la tubería

lr: Longitud Recta

le: Longitud Equivalente

g: Gravedad

$$h_t = \frac{0,8^2}{2 * 9,81} + (1 \text{ m} + 21,7) * 0,012 = 0,31 \text{ m}$$

10.10.9 Pérdidas en la impulsión de la bomba

$$Q = 0,0025 \frac{m^3}{seg}$$

$$D_i = K * X^{\frac{1}{4}} * \sqrt{Q \text{ (m}^3\text{/seg)}} \quad (67)$$

Donde:

$$x = \frac{\# \text{ de horas de bombeo}}{24 \text{ horas}} \quad (68)$$

K: 1,3

Q: Caudal en m³/s.

$$D_i = 1,3 * \left(\frac{2 \text{ horas}}{24 \text{ horas}} \right)^{\frac{1}{4}} * \sqrt{0,0025 \text{ m}^3\text{/seg}}$$

$$D_i = 0,035 \text{ m} \approx 2" \text{ Diametro comercial}$$

$$Q = 0,28 * C * D^{2,63} * J^{0,54} \quad (69)$$

Donde:

C: 140

D: Diámetro de la tubería

J: Pérdida unitaria

$$0,0025 \frac{m^3}{seg} = 0,28 * 140 * 0,05^{2,63} * J^{0,54}$$

$$\text{Despejando } J = 0,037$$

Tabla 55. Longitudes equivalentes de tubería de impulsión hacia el tanque de lavado

Accesorios en la impulsión D=50 mm			
Accesorios	Longitud Equivalente (m)	Cantidad de Accesorios	Longitud Total (m)
Codo de 90	1,4	4	5,6
Niple	2,7	1	2,7
Válvula de compuerta	0,4	1	0,4
Flotador	3,9	1	3,9
Total (m)			12,6

Tabla 55. Longitudes equivalentes de tubería de impulsión hacia el tanque de lavado. Elaboración Propia.

Pérdida total en la tubería de impulsión de la bomba

$$h_t = \frac{v^2}{2g} + (lr + le) * J \quad (70)$$

Donde:

v: Velocidad en la tubería

lr: Longitud Recta

le: Longitud Equivalente

g: Gravedad

Longitud en planta: 3 m + 5,261 m = 8,261 m

Profundidad del tanque elevado: 2 m.

Altura estática del tanque según planos: 8,25 m.

Longitud recta (lr) = 8,261 m + 2 m + 8,25 m = 18,511 m.

$$h_t = \frac{1,5^2}{2 * 9,81} + (16,261 \text{ m} + 12,6 \text{ m}) * 0,037 = 1,18 \text{ m}$$

10.10.10 Pérdidas en el falso fondo Eternit

De acuerdo con la siguiente grafica determinamos la pérdida de carga en el falso fondo que es de 0,11 m. Esta se determina entrando con una velocidad optima de lavado de 0,84 m/ min por el eje x, y se lee el valor de pérdida de carga en el falso fondo.

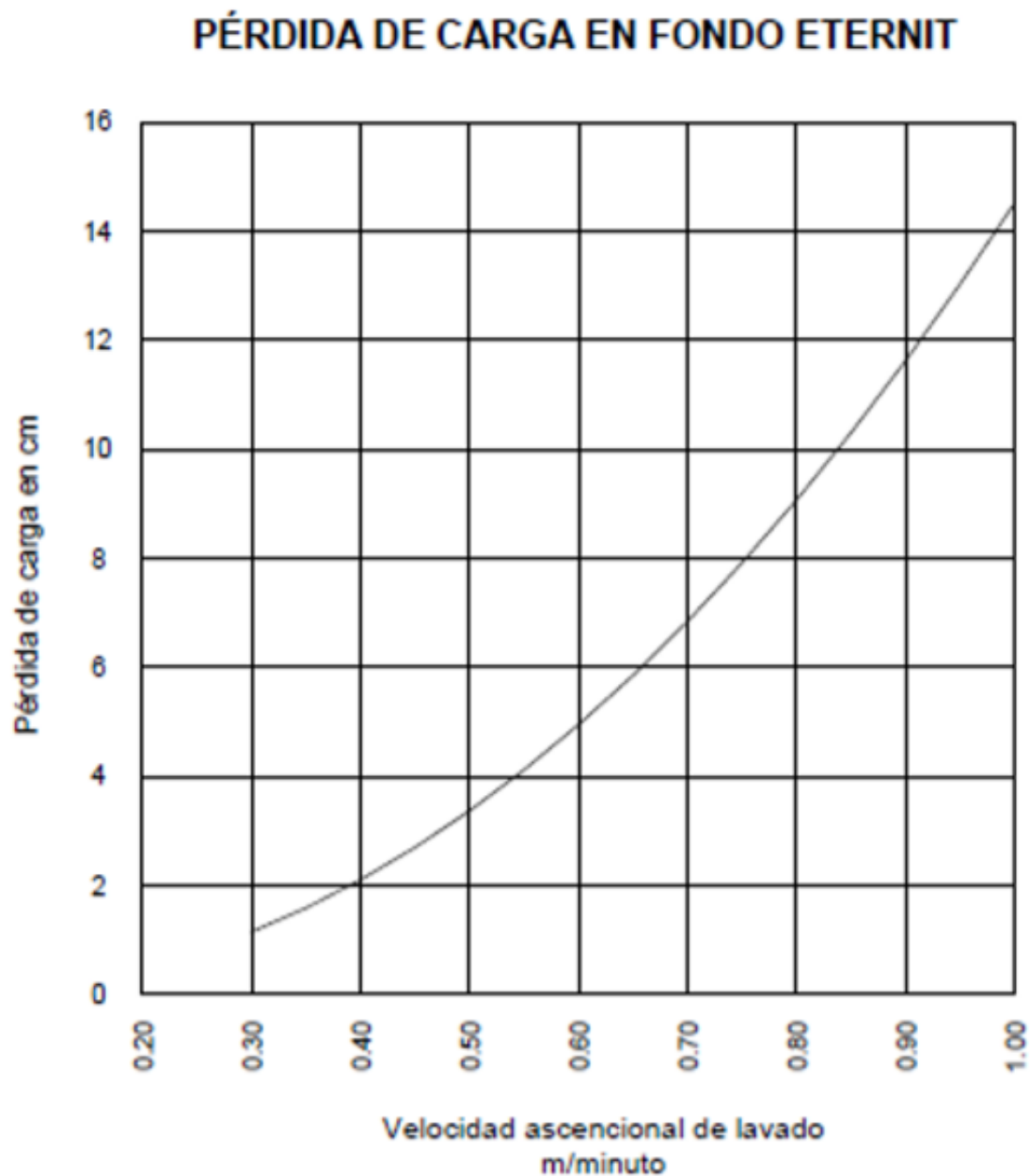


Figura 32. Pérdida de carga en el falso fondo. Tomado de Eternit.

10.10.11 Pérdidas en el lecho filtrante de arena

$$h_a = \frac{e}{\gamma_{H_2O}} * (\gamma_a - \gamma_{H_2O}) * (1 - Pr) \quad (71)$$

Donde:

e= espesor

γ_{H_2O} : *Peso específico del agua*

γ_a : *Peso específico de la arena*

Pr: Porosidad de la arena

$$h_a = \frac{0,85 \text{ m}}{1} * (2,65 - 1) * (1 - 0,40)$$

$$h_a = 0,84 \text{ m}$$

Tabla 56. Resumen de las pérdidas en el lavado de filtros y tanque elevado

	Pérdida total en la tubería (Longitud recta y longitudes equivalentes por accesorios)(m)	Filtro Eternit (m)	Lecho Filtrante (m)	Altura de canaleta (m)	Total (m)
Pérdidas en la succión	0,31	-	-	-	0,31
Pérdidas en la impulsión	1,18	-	-	-	1,18
Pérdida en el lavado	0,59	0,11	0,84	1,715	3,255

Tabla 56. Resumen de las pérdidas en el lavado de filtros y tanque de lavado. Elaboración Propia.

10.11. Desinfección

Datos

pH: 6,2

Temperatura: 18°C

Se deberá incluir la desinfección como elemento del tren de tratamiento en todos los sistemas de potabilización. Entre los procesos de desinfección que pueden utilizarse está la cloración y sus compuestos (hipoclorito de sodio (NaClO), hipoclorito de calcio ($\text{Ca}(\text{OCl})_2$), dióxido de cloro (ClO_2), los oxidantes mixtos generados en el sitio, la ozonización y la radiación con luz ultravioleta. (Resolución0330, 2017)

Debe definirse un residual del desinfectante que garantice el impedimento del crecimiento microbial en cualquier punto de la conducción o red de distribución. En el caso de uso de ozonización y radiación ultravioleta debe contemplarse un desinfectante secundario para este fin.

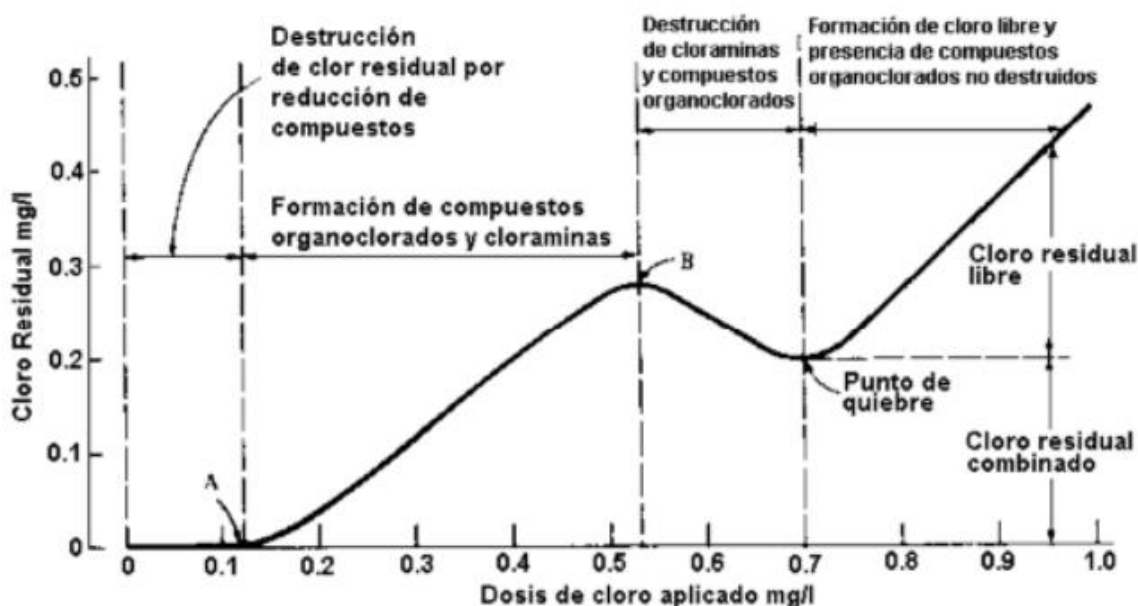


Figura 33. Curva de cloro residual. Fuente: capítulo 17. Ingeniería de los sistemas de tratamiento y disposición de aguas

Para la desinfección por cloración debe emplearse tanque de contacto, previo al almacenamiento, con el fin de proporcionar un tiempo de contacto mínimo de 20 minutos, que garantice la desinfección del agua. Para la determinación de la dosis óptima de desinfectante debe emplearse el valor Ct-Concentración aplicada por tiempo de detención igual a K de acuerdo con las siguientes indicaciones. (Resolución 0330, 2017)

Si la operación de la PTAP permite durante el 90% de su proceso la remoción del 95 al 99% de coliformes totales en los procesos previos de sedimentación y filtración, y la turbiedad del agua filtrada se mantiene durante el 95% del tiempo menor de 1 UNT, debe usarse la Tabla 43 para determinar K en función de la temperatura del agua y su pH.

Tabla 57. *Parámetros de desinfección por cloro (< 1 NTU).*

Dosis de cloro aplicada mg/l	10°C				15°C				20°C				25°C			
	pH				pH				pH				pH			
	6,0	6,5	7,0	7,5	6,0	6,5	7,0	7,5	6,0	6,5	7,0	7,5	6,0	6,5	7,0	7,5
<=0,40	24	29	35	42	16	20	23	28	12	15	17	21	8	10	12	14
0,6	25	30	36	43	17	20	24	29	13	15	18	21	8	10	12	14
0,8	26	31	37	44	17	20	24	29	13	15	18	22	9	10	12	15
1,0	26	31	37	45	18	21	25	30	13	16	19	22	9	10	12	15
1,2	27	32	38	46	18	21	25	31	13	16	19	23	9	11	13	15
1,4	27	33	39	47	18	22	26	31	14	16	19	23	9	11	13	16
1,6	28	33	40	48	19	22	26	32	14	17	20	24	9	11	13	16
1,8	29	34	41	49	19	23	27	33	14	17	20	25	10	11	14	16
2,0	29	35	41	50	19	23	28	33	15	17	21	25	10	12	14	17
2,2	30	35	42	51	20	23	28	34	15	20	21	26	10	12	14	17
2,4	30	36	43	52	20	24	29	35	15	18	22	26	10	12	15	17
2,6	31	37	44	53	20	24	29	36	16	19	22	27	10	12	15	18
2,8	31	37	45	54	21	25	30	36	16	19	22	27	10	12	15	18
3,0	32	38	46	55	21	25	30	37	16	19	23	28	11	13	15	18

Tabla 57. Parámetros de desinfección por cloro < 1 NTU. Tomado de resolución 0330 de 2017.

Si la operación de la PTAP permite del 90 al 95% de la remoción de coliformes totales en los procesos previos de sedimentación y filtración, y la turbiedad del agua filtrada está entre 1 y 2 UNT, debe usarse la tabla 44 para determinar el valor de K en función de la temperatura del agua y su pH.

Tabla 58. *Parámetros de desinfección por cloro (1-2 NTU).*

Dosis de cloro aplicada mg/l	10°C pH				15°C pH				20°C pH				25°C pH			
	6,0	6,5	7,0	7,5	6,0	6,5	7,0	7,5	6,0	6,5	7,0	7,5	6,0	6,5	7,0	7,5
<=0,40	37	44	52	63	25	30	35	42	18	22	26	31	12	15	18	21
0,6	38	45	54	64	25	30	36	43	19	23	27	32	13	15	18	22
0,8	39	46	55	66	26	31	37	44	20	23	28	33	13	16	19	22
1,0	40	47	56	67	27	32	38	45	20	24	28	34	13	16	19	23
1,2	40	48	57	69	27	32	38	46	20	24	29	35	14	16	19	23
1,4	41	49	58	70	28	33	39	47	21	25	29	35	14	17	20	24
1,6	42	50	60	72	28	33	40	48	21	25	30	36	14	17	20	24
1,8	43	51	61	74	39	34	41	49	22	26	31	37	15	17	21	25
2,0	44	52	62	75	29	35	42	50	22	26	31	38	15	18	21	25
2,2	45	53	64	77	30	35	43	51	22	27	32	39	15	18	21	26
2,4	45	54	65	79	30	36	43	53	23	27	33	39	15	18	22	26
2,6	46	55	66	80	31	37	44	54	23	28	33	40	16	19	22	27
2,8	47	56	67	82	31	37	45	55	24	28	34	41	16	19	23	27
3,0	48	57	69	83	32	38	46	56	24	29	34	42	16	19	23	28

Tabla 58. Parámetros de desinfección por cloro < 1 NTU. Tomado de resolución 0330 de 2017.

10.12 Diseño tanque de aguas claras

$$V = Q * t \quad (72)$$

Donde:

Q: Caudal

V: Volumen

t: Tiempo de retención

$$V = 0,0053 \frac{m^3}{seg} * 6 \text{ horas} * 3600 \text{ seg} = 112.48 m^3$$

Las dimensiones del tanque para que cumpla con el volumen de 112,48 y que garantice abastecimiento de agua durante 6 horas en caso de que exista un déficit de agua por interrupción del suministro ya sea por fallas técnicas. Las dimensiones son:

Largo: 10 m Ancho 4,5 m, Profundo: 2,50 m

Calculo de diámetro de lavado de aguas claras.

• *Tiempo (De desocupado el tanque) = 40 min = 2400 seg*

t = 2400 seg

$$V = L * A * P = m^3 \quad (73) \text{ Ecuación de volumen}$$

Donde:

V: Volumen

L: Largo.

A: Ancho.

P: Profundidad.

$$V = 10 m * 4,5 m * 2,5 m = 112,5 m^3$$

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{m^3}{seg} \quad (74) \text{ Ecuación Caudal}$$

Donde:

V: Volumen

t: Tiempo

Q: Caudal

$$Q = \frac{112,5}{2400} = 0,047 \frac{m^3}{seg}$$

Según el libro potabilización del agua del ingeniero William Antonio Lozano la velocidad varía entre 1-2 m/s.

$$V = 1,5 \frac{m}{seg}$$

$$Q = V * A \quad (75)$$

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

Donde:

v: Velocidad

D: Diámetro

Q: Caudal

Despejando D

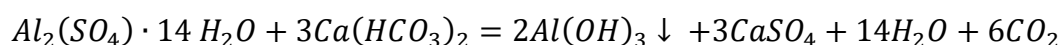
$$D = \sqrt{\frac{(4 * Q)}{v * \pi}} m$$

$$D = \sqrt{\frac{(4 * 0,047)}{1,5 * \pi}} = 0,20 \approx 8"$$

11. TRATAMIENTO DE LODOS

11.1. Diseño de Lechos de Secado de Lodos floculadores

Según (Romero Rojas, 1999, pág. 245) los residuos producidos por la coagulación química se concentran principalmente en el tanque de floculación-sedimentación y filtros. Este lodo se encuentra compuesto del precipitado de aluminio proveniente del coagulante utilizado. Como en la mayoría de los casos ocurre y debido a la calidad del agua tratada, no hay razones para suponer que los lodos producidos por la planta son inestables o puedan producir problemas de septicidad. Teniendo en cuenta que el coagulante óptimo a utilizar para la floculación del agua es el sulfato de aluminio. Se tiene la siguiente reacción:



De donde se puede deducir que $1mg/l$ de alumbre produce $0,26 mg/l$ de precipitado.

Según (Romero Rojas, 1999, pág. 245), se puede suponer que para aguas coaguladas los sólidos suspendidos en mg/L son aproximadamente iguales a la turbiedad en NTU. De esta forma la cantidad total de lodo se calcula de la manera siguiente:

$$\text{Lodo seco de alumbre} = \text{Turbiedad} + \text{Precipitado de aluminio } W = (S + 0,3D)Q \times 10^{-3}$$

$$\text{Lodo seco de alumbre} = \text{Turbiedad} + \text{precipitado de aluminio}$$

$$w = (S + 0,3D)Q * 10^{-3} \quad (76)$$

Donde:

W : kg de lodo seco de alumbre

S: Turbiedad del agua cruda en UNT

D: Dosis de alumbre en mg/L

Q: Metros cúbicos de agua tratada

Para los parámetros de funcionamiento óptimo de la planta se tomó un caudal de 4,4 lt/s, ya que es caudal promedio con el que la PTAP trabaja. A continuación se tienen los siguientes valores:

S	Turbiedad promedio (UNT)	13
D	Dosis de alumbre (mg/l)	2
Q	Caudal (m3/día)	380

$$W = (13 + (0,3) * (2)) * 380 * 10^{-3} = 5,17 \text{ Kg/dia}$$

Tomando en cuenta los valores típicos de los lodos producidos por el alumbre, se supone un material con contenido de sólidos de 2% y densidad relativa igual a 1,01 el volumen del lodo sería:

$$\text{Masa diaria de lodo (humedo)} = \frac{5,17}{0,02} = 250 \text{ Kg/dia}$$

$$\text{Volumen diario de lodo (humedo)} = \frac{5,17}{1010} = 0,0051 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$\text{Volumen por tres meses de diseño} = 0.0051 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} * 90 \text{ dias} = 0.46 \text{ m}^3$$

Se tienen en cuenta las dimensiones del tanque (área total floculadores), el cual posee un área superficial de $13,5 \text{ m}^2$, y se tiene que el incremento semanal de la lámina de lodos será:

$$\text{Incremento de la lamina de lodos}_{\text{semanales}} = 7 \text{ dias} * \frac{\frac{0,0051 \text{ m}^3}{\text{dia}}}{13,5 \text{ m}^2} \approx 2,6 \text{ mm semanales}$$

$$\text{Incremento de la lamina de lodos}_{\text{cada tres meses}} = 12 \text{ semanas} * 2,6 \text{ mm} = 31 \text{ mm}$$

De esta forma, se recomienda un lavado del floculador cada 3 meses, tiempo en el que se obtiene una lámina de lodos de aproximadamente 3,1 cm de altura y volumen equivalente de $0,46 \text{ m}^3$. De esta forma el incremento de la lámina de lodos dentro del tanque mensualmente: 10,6mm.

11.1.1. Diseño de Lechos de Secado de Lodos floculadores

Para el tratamiento de los lodos se recomienda un método básico de lechos de secado, el cual remueve el exceso de agua por gravedad y concentra los sólidos por medio de filtración. De igual manera el agua decantada se puede disponer para usos de riego. Los lechos están equipados con una base de arena y grava y una tubería de drenaje. Según recomendaciones, el número mínimo de lechos debe ser dos, con drenaje en tubería perforada de 4", capa de arena de 15 a 25cm de tamaño efectivo de 0,3mm a 1,2mm y lecho de grava de 20 a 30cm de espesor.

De esta manera, se proponen 1 unidad de lechos de secado, los cuales poseen los siguientes parámetros.

Lechos para lodos del floculador:

- Periodo de retención: 90 días

- Volumen de diseño: 0,46 m³.
- Número de unidades: 1
- Espesor capa de grava: 20cm
- Espesor capa de arena: 15cm
- Altura efectiva lodos: 3,1 cm
- Profundidad total: 60 cm
- El área superficial de los lechos se calcula en función del volumen de lodos y la altura establecida para su disposición:

$$Area_{superficial} = \frac{0,46 \text{ m}^3}{0,031 \text{ m}} = 14,83 \text{ m}^2$$

11.2. Lodo producido por Filtros.

La operación de lavado de filtros genera agua residual de concentración baja de sólidos. Dicha cantidad puede ser del orden del 2% para la calidad del agua a tratar.

Como se está realizando los prediseños de la PTAP se asume que el filtro va a tener una eficiencia del 80% de remoción de turbiedad.

$$Eficiencia_{filtro} = 80\%$$

- Turbiedad de entrada: 3,12 mg/l
- Turbiedad de salida: 0,62 mg/l
- Caudal diario: 380 m³/día

Para los valores dados se obtiene una eficiencia estimada del 80% de remoción de sólidos dentro del filtro. Estas cantidades pueden variar en función de la turbiedad de entrada.

$$Cantidad\ Retenida = 3,12 - 0,32 = 2,5\ mg/L$$

$$Peso\ seco\ retenido\ diario = 2,5 * 380 * 10^{-3} = 0,95\ Kg/dia$$

$$Peso\ retenido\ diario\ humedo = \frac{0,95}{0,02} = 47,5\ Kg/dia$$

$$Volumen\ retenido\ diario = \frac{47,5}{1010} = 0,047\ m^3/dia$$

$$Volumen\ retenido\ semanal = 0,047 \frac{m^3}{dia} * 7\ dias = 0,329\ m^3$$

Se recomienda como parte del procedimiento que el lavado de filtros se realice una vez cada 7 días, obteniendo un volumen de lodos producido dentro del filtro de $0,329 \text{ m}^3/\text{semanales}$.

11.2.1 Diseño de Lechos de Secado para Filtros.

Lechos para lodos del filtro:

- Periodo de retención: 7 días
- Volumen de diseño: $0,329 \text{ m}^3$
- Número de unidades: 1
- Espesor capa de grava: 20 cm
- Espesor capa de arena: 15 cm
- Altura efectiva lodos: 2,4 cm
- Profundidad total: 60 cm

Lecho de secado de lodos para filtros y Floculador

El área superficial de los lechos para lodos se calcula en función del volumen de lodos y la altura establecida para su disposición:

$$\text{Volumen de lodos del floculador} = 0,46 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de lodos del filtros} = 0,329 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total de lodos} = 0,329 \text{ m}^3 + 0,46 \text{ m}^3 = 0,789 \text{ m}^3$$

$$\text{Altura critica de lodos} = 0.024 \text{ m}$$

$$\text{Area}_{\text{superficial}} = \frac{0,789 \text{ m}^3}{0,024 \text{ m}} = 32,8 \text{ m}^2$$

Para el área calculada se establecen las siguientes dimensiones:

- Largo: 8 m
- Ancho: 4,1 m
- Altura: 0,60 m

Teniendo en cuenta que el floculador y el filtro producen un total de 0.789 m^3 de lodo y se deben tener una unidad de lechos de secado, cada una de estas debe ser de 8 m de largo x 4,10 m de ancho, con las profundidades como se muestra en la siguiente figura:

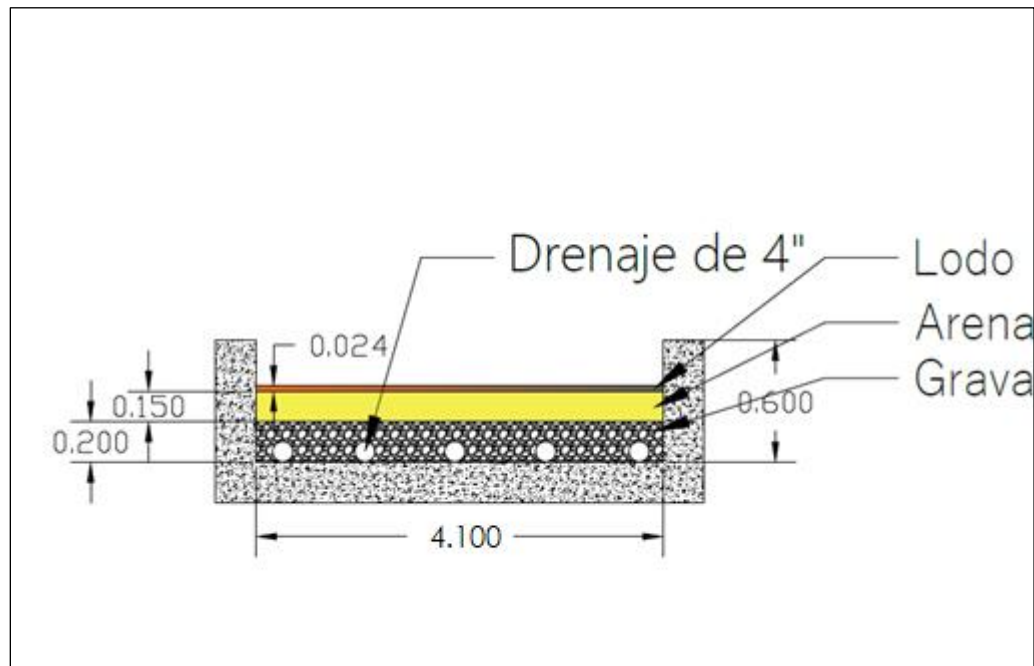


Figura 34. Corte transversal lecho de secado. Elaboración propia.

Constructivamente se debe realizar un tanque de dimensiones efectivas de 8 m de largo por 4,10 m de ancho y 0,60 de profundo. Este tanque debe constar de un sistema de drenado de tubería perforada de PVC de 4". Posterior a tener el sistema de drenado se procede a colocar una capa de gravilla la cual facilite el paso del agua de 0,20 m de espesor, después se procede a colocar una capa de arena de 0,15 m de espesor sobre la capa de gravilla.

12. PREDIO DONDE SE PROYECTA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PTAP

El lugar donde está proyectada la construcción de la planta de potabilización es una finca de la alcaldía de aproximadamente dos fanegadas (12800 m²), este predio se encuentra ubicado en la parte alta de la cabecera municipal en la vereda resguardo alto.

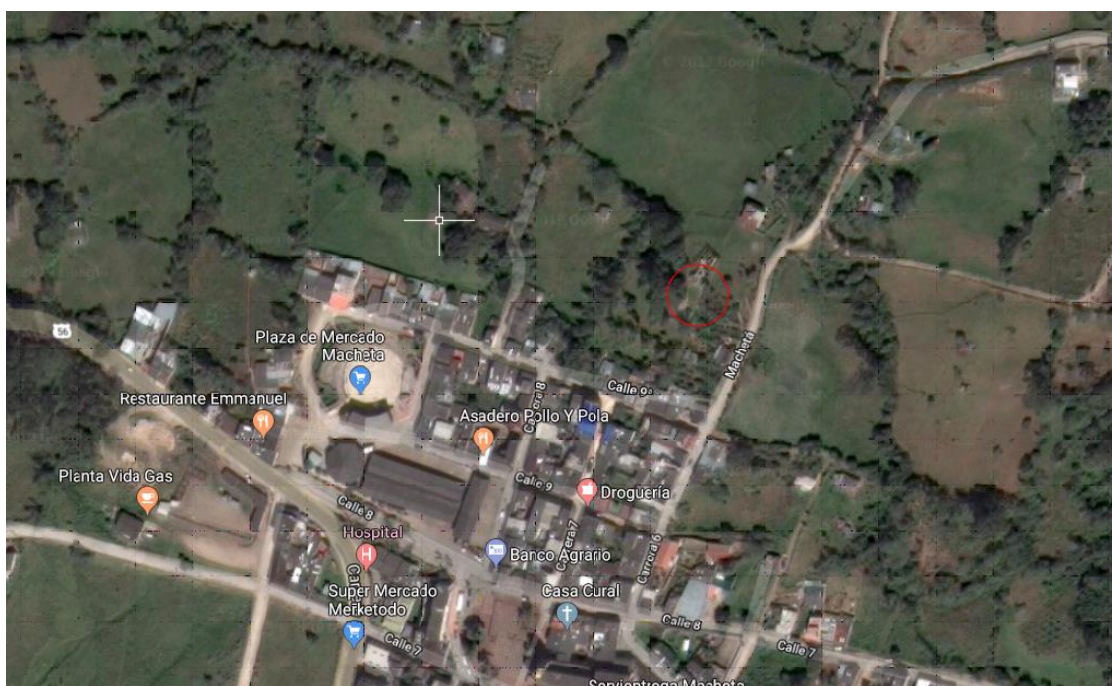


Figura 35. Imagen de la ubicación del lote de la planta.



Figura 36. Ampliación de la imagen de la ubicación del lote de la planta.

13. CONCLUSIONES.

- Según los resultados obtenidos en laboratorio, el pH promedio del agua que se registro es de 6,2, lo cual no se encuentra dentro de los parámetros establecidos en el decreto 0115 de 2007 que es de 6,5 – 9, es por esto por lo que se debe agregar cal estabilizada para neutralizar la acidez del agua.
- Se recomienda que para caudales menores a 10 lt/s, diseñar un floculador tipo Cox, debido a que si se diseña un floculador tipo flujo horizontal, la separación entre tabiques sería muy pequeña, lo cual dificultaría la construcción y limpieza del mismo.
- Es fundamental realizar limpieza frecuente tanto en las unidades hidráulicas, como en las tuberías para evitar la formación de hongos, musgo y plantas que alteran el tratamiento produciendo bacterias y deteriorando las estructuras.
- De acuerdo a la caracterización del agua, que es fundamental para la elección del tipo de planta de tratamiento, se determina que para cualquier tipo de diseño de una planta potabilizadora, cuyos resultados en laboratorio en cuanto al parámetro de turbiedad sea menor a 13 NTU y que el agua no tenga dureza, se puede elegir una planta de tipo de filtración directa.
- En cuanto a los resultados físico-químicos realizados, el agua cruda cumple en temporada seca excepto por el pH, en temporada de lluvias el pH y turbiedad son los parámetros que no cumplen según los estándares de calidad exigidos por los Ministerios de Salud y de Vivienda, Ciudad y Territorio.
- Cualquier diseño de plantas de tratamiento de agua potable en su proceso de lavado de filtros, se debe diseñar un sistema de reutilización del agua de lavado, con el fin de no desperdiciar agua tratada.

- Debido a que la turbiedad que presenta el agua cruda en temporada de lluvias es 13 NTU, es aceptable omitir el proceso de sedimentación. El filtro realizará el proceso de remoción de las partículas y sólidos suspendidos en el tratamiento.
- Es importante para obtener una caracterización del agua cruda periódicamente, realizando los cuatro muestreos de agua como lo menciona la resolución 0330 de 2017, dos en temporada seca y dos en temporada de invierno.
- Según los resultados en el ensayo de jarras en la temporada de lluvias y temporada seca, el coagulante óptimo para coagulación con el cual se obtiene como resultado las menores turbiedades es el sulfato de aluminio o comúnmente conocido como alumbre.

14. BIBLIOGRAFIA

- Arboleda, J. (2000). *Teoria y practica de la purificacion del agua* (Tercera ed., Vol. 1). Bogota: McGRAW-HILL. Recuperado el 28 de Julio de 2019
- Garavito, L. F. (-). *Diseño de plantas de purificacion de aguas*. Bogota : -. Recuperado el 5 de Agosto de 2019
- J.C.Crittenden "*Water Treatment principles and Desing*". Mexico: Wiley & sons. 2012
- Lidia deVargas. (2004). *Tratamiento de agua ara el consumo humano Plantas de filtracion rapida* (I ed.). Lima: Centro panamericano de ingenieria sanitaria y ciencias de ambiente. Recuperado el 26 de Julio de 2019, de http://www.bvsde.paho.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manualI/tomoI/ma1_tomo1_cap3.pdf
- D. Mackenzie. "*Water And Wastewater Engineering*". Mexico: Mc Graw Hil. 2010
- Ministeriodeambiente ydesarrollosocial. (2007). Resolucion 2115 de 2007., (pág. 23). Bogota.
- Ministeriodesaludpublica. (1998). Decreto 475 del 1998., (pág. 16). Bogota. Recuperado el 11 de Julio de 2019
- Resolución0330. (2017). *Resolucion 0330 de 2017*. Bogota: Ministerio de Vivienda ciudad y Territorio. Recuperado el 23 de Julio de 2018
- Romero, J. (1999). *Potabilizacion del agua* (Tercera ed.). Mexico: Alfaomega. Recuperado el 1 de Agosto de 2019
- Villegas, M. P. (2007). *Purificacion de aguas* (Segunda ed.). Bogota: Escuela colombiana de ingenieria . Recuperado el 26 de Julio de 2019