

**EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA DE CONSUMO HUMANO PARA
CUATRO VEREDAS DE LA CUENCA DEL RÍO SUÁREZ Y SOLUCIONES A
CORTO Y LARGO PLAZO PARA EL MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD
DEL AGUA DE CONSUMO DE LA VEREDA SAN ISIDRO**

**LEIDY JUDITH GONZÁLEZ BARAJAS
JUAN MANUEL GOYENECHÉ MEJÍA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOQUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA
BUCARAMANGA**

2011

**EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA DE CONSUMO HUMANO PARA
CUATRO VEREDAS DE LA CUENCA DEL RÍO SUÁREZ Y SOLUCIONES A
CORTO Y LARGO PLAZO PARA EL MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD
DEL AGUA DE CONSUMO DE LA VEREDA SAN ISIDRO**

**LEIDY JUDITH GONZÁLEZ BARAJAS
JUAN MANUEL GOYENECHÉ MEJÍA**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar el título de
Ingeniero Químico**

**Director
PROFESOR ARLEX CHAVES GUERRERO
Codirector
BIÓLOGO JUAN AGUSTÍN GUALDRÓN**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOQUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA
BUCARAMANGA**

2011

AGRADECIMIENTOS

Al biólogo Juan Agustín Gualdrón, por permitirnos realizar la práctica empresarial en la Corporación de Tecnologías Ambientales Sostenibles (CTAS).

A nuestro director de proyecto Arlex Chaves por su dedicación, orientación, confianza y apoyo.

A Walfran Suárez por su acompañamiento e incondicional apoyo durante el trabajo de campo.

Al químico Alejandro Niño por su inmensa colaboración.

A los técnicos del laboratorio de procesos, Eduardo y Wilson, por su apoyo incondicional.

DEDICATORIA

A DIOS principalmente por llenarme día a día con su infinito amor y permitirme alcanzar este triunfo.

A mis padres por su amor, por escucharme siempre, por sus consejos, por su confianza y por darme las palabras de fortaleza cuando sentía desfallecer.

A mi hermano Iván, por acompañarme en los momentos de soledad, por sus comentarios divertidos y por su apoyo incondicional.

A mi primo y mejor amigo Albert por ser mi confidente durante todos estos años, por escucharme y por estar siempre conmigo en los momentos que más lo necesité.

A Lina por ser mi mejor amiga durante todos estos años, por sus palabras de aliento, por motivarme a ser mejor cada día, por ser a veces mi profesora pero sobre todo por su amistad.

A mi amigo y compañero de tesis, Juan Manuel, por ser tan paciente conmigo, por hacer tan amenos todos los momentos que tuve la dicha de compartir con él, por ser mi apoyo y compañía en este proceso final.

A mis compañeros y Amigos (Karol, Cris, Fercho, Marly, Paola, Lina), con quienes tuve la dicha de compartir esta linda e importante etapa de mi vida, a ellos por sus comentarios graciosos que alegraron cada uno de mis días, por compartir esas largas horas de trabajo que a veces parecían no acabar y por haberme permitido hacer parte de un muy buen equipo de trabajo, el cual hizo posible terminar este ciclo satisfactoriamente.

LEIDY

DEDICATORIA

A Dios por permitirme alcanzar este triunfo y por ser mi guía a lo largo de este recorrido.

A mi mami por su apoyo incondicional, por su confianza, por su amor, por creer en mí y por estar a mi lado cada vez que la necesitaba.

A mis hermanos Catica y Camilo por su apoyo incondicional, sus consejos y por brindarme su amor y cariño.

A mis tíos Ciro, Judith y Sonia por su apoyo incondicional, amor y cariño brindado a lo largo de esta etapa de mi vida.

A Marcelita por su apoyo, cariño y por ser la persona que impulso este sueño, que hoy he alcanzado con mucha felicidad y entusiasmo.

A mi amiga, confidente y compañera Leidy por su comprensión, su cariño, por brindarme momentos tan felices, por estar siempre conmigo en los momentos buenos y en los malos y por haber sido mi fuerza para alcanzar el final de este camino. Gracias y te llevaré siempre presente en mi mente y en mi corazón.

A mis amigos y compañeros (Linita, Paolita, Karito, Cris, Marly, Luz y Fercho) por brindarme su amistad incondicional a través de este tiempo, por su apoyo, por esos buenos momentos que pasamos y por estar siempre dispuestos a ayudarme en los momentos difíciles de mi vida. Gracias.

Juan Manuel

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	18
2. MARCO TEORICO	20
2.1. CALIDAD Y NORMATIVIDAD COLOMBIANA PARA EL AGUA DE CONSUMO HUMANO.	20
2.1.1. CÁLCULO DEL ÍNDICE DE RIESGO DE LA CALIDAD DEL AGUA PARA CONSUMO HUMANO (IRCA)	21
2.2. AGUA SUPERFICIAL Y AGUA LLUVIA COMO FUENTES DE ABASTECIMIENTO	22
2.2.1. AGUA SUPERFICIAL	22
2.2.1.1. TRATAMIENTO CONVENCIONAL PARA LA POTABILIZACIÓN DE AGUA	23
2.2.2. AGUA LLUVIA	24
2.2.2.1. SISTEMA BÁSICO DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA	24
3. METODOLOGÍA	26
3.1. TOMA Y PRESERVACIÓN DE MUESTRAS	26
3.2. ANÁLISIS FÍSICOQUÍMICOS Y MICROBIOLÓGICOS	27
3.3. EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA SEGÚN LA NORMATIVIDAD COLOMBIANA	27
3.4. PLANTEAMIENTO DE POSIBLES SOLUCIONES	28
3.4.1.DISEÑO DE UN SISTEMA BÁSICO DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA	28
3.4.2.DISEÑO PRELIMINAR DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	28
4. RESULTADOS Y ANÁLISIS	29
4.1. EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA DE LOS ACUEDUCTOS VEREDALES	29
4.2. POSIBLES SOLUCIONES	29

4.3.	DISEÑO DE UN SISTEMA BÁSICO DE CAPTACIÓN DE AGUA LluvIA	31
4.3.1.	CALIDAD DEL AGUA LluvIA	31
4.3.2.	DISEÑO	32
4.3.2.1.	VOLUMEN DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO	33
4.3.2.2.	VOLUMEN DEL INTERCEPTOR	34
4.3.2.3.	CLORACIÓN	34
4.4.	DISEÑO PRELIMINAR DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	35
4.4.1.	CAUDAL DE DISEÑO	35
4.4.2.	SELECCIÓN DEL TIPO Y TECNOLOGÍA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO	36
4.4.3.	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS ÓPTIMOS DE LAS ETAPAS DE COAGULACIÓN, FLOCULACIÓN Y SEDIMENTACIÓN	36
4.4.4.	DIMENSIONAMIENTO DE LAS ETAPAS QUE CONFORMAN LA PLANTA DE FILTRACIÓN RÁPIDA COMPLETA	37
4.4.4.1.	MEZCLA RÁPIDA (COAGULACIÓN)	37
4.4.4.2.	FLOCULACIÓN	38
4.4.4.3.	SEDIMENTACIÓN	40
4.4.4.4.	FILTRACIÓN	41
4.4.4.5.	DESINFECCIÓN	42
4.5.	EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS	43
5.	CONCLUSIONES	45
6.	RECOMENDACIONES	46
7.	BIBLIOGRAFÍA	47
8.	ANEXOS	49

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores permisibles de los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos para la calidad del agua de consumo humano.	21
Tabla 2. Puntaje de riesgo asignado a cada característica para el cálculo del IRCA.	21
Tabla 3. Clasificación del nivel de riesgo en salud según el IRCA y acciones que deben adelantarse.	22
Tabla 4. Ubicación de las bocatomas de acueductos veredales donde se realizó el muestro para pruebas fisicoquímicas y microbiológicas.	26
Tabla 5. Parámetros determinados por el laboratorio del IDEAM, el LDSP y métodos analíticos utilizados	27
Tabla 6. Comparación de los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos del agua de los acueductos veredales con la resolución 2115 de 2007 y cálculo del IRCA.	30
Tabla 7. Resultados de precipitación promedio mensual (ppi), demanda (Di), oferta mensual (Ai), demanda acumulada (Dai), oferta acumulada (Aai) y volúmenes de almacenamiento (Vi)	33
Tabla 8. Parámetros óptimos para las etapas de coagulación, floculación y sedimentación	37
Tabla 9. Dimensiones del mezclador vertedero triangular	37
Tabla 10. Dimensiones para los tramos del floculador hidráulico horizontal	39
Tabla 11. Dimensiones del decantador de placas paralelas	40
Tabla 12. Capa soporte de grava para viguetas prefabricadas	41
Tabla 13. Dimensionamiento del filtro rápido convencional.	42
Tabla E1. Turbiedad remanente para las diferentes dosis	55
Tabla E2. Turbiedad Remanente para cada gradiente de velocidad y tiempo de retención	57
Tabla E3. Gradiente de velocidad óptimo para cada tiempo de retención.	58
Tabla E4. Gradiente de velocidad óptimo para cada tramo	60
Tabla E5. Tiempo y recipiente de extracción para las muestras en la sedimentación	60
Tabla E6. Resultados del ensayo de decantación	61

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Sistema básico de captación de agua lluvia en techos.	25
Figura 2. Etapas realizadas en el orden cronológico durante el desarrollo del proyecto	26
Figura 3. Comparación de los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos del agua lluvia y del agua del acueducto san Isidro, con los reportados en la resolución 2115 de 2007.	31
Figura 4. Volumen de almacenamiento de agua lluvia por mes	33
Figura 5. Cloro residual en función de la dosis de hipoclorito de sodio agregado para la desinfección del agua lluvia de la vereda san Isidro	34
Figura 6. Mezclador vertedero triangular	38
Figura 7. Floculador de pantallas de flujo horizontal	39
Figura 8. Decantador de placas paralelas	40
Figura 9. Filtro rápido convencional	42
Figura 10. Hipoclorador de orificio de carga constante	43
Figura E1. Dosis óptima de coagulante	55
Figura E2. Gráfico que relaciona el gradiente de velocidad con las revoluciones por minuto de un equipo de prueba de jarras con recipientes de 2 litros. Jarra de sección circular	56
Figura E3. Tiempo total de floculación	57
Figura E4. Turbiedad remanente versus gradiente de velocidad.	58
Figura E5. Correlación del tiempo de retención y el gradiente de velocidad	59
Figura E6. Curva de sedimentación	61

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. Precipitación mensual para los años de 2000 a 2010 municipio de Gambita	49
ANEXO B. Modelo de cálculo del sistema básico de captación de agua lluvia	50
ANEXO C. Costo de un tanque de 5 m ³ en pvc y en concreto	52
ANEXO D. Caudal de diseño	53
ANEXO E. Determinación de los parámetros óptimos de las etapas de coagulación, floculación y sedimentación.	54
ANEXO F. Dimensionamiento del mezclador hidráulico vertedero triangular	63
ANEXO G. Dimensionamiento del floculador hidráulico horizontal	65
ANEXO H. Dimensionamiento de un decantador de placas paralelas	67
ANEXO I. Dimensionamiento de un filtro rápido convencional	69

RESUMEN

TÍTULO: EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE AGUA DE CONSUMO PARA CUATRO VEREDAS DE LA CUENCA DEL RÍO SUAREZ Y SOLUCIONES A CORTO Y LARGO PLAZO PARA EL MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DEL AGUA DE CONSUMO DE LA VEREDA SAN ISIDRO.*

AUTORES: LEIDY JUDITH GONZÁLEZ BARAJAS, JUAN MANUEL GOYENECHÉ MEJÍA.**

PALABRAS CLAVES: IRCA, Tratamiento Convencional, Agua para Consumo Humano, Agua Lluvia.

DESCRIPCIÓN

Aunque los recursos hídricos juegan un papel muy importante en el desarrollo socio-económico de un estado, existen una serie de deficiencias en su calidad y suministro a una gran porción de la población mundial. En Colombia gran parte de la población no cuenta con un sistema de abastecimiento efectivo, situación que se evidencia en las zonas rurales, donde se consume el agua sin ningún tratamiento de potabilización.

En este trabajo se evaluó la calidad del agua de cuatro acueductos veredales, Aguabuena (municipio de Confines), San Isidro (municipio de Gambita), Pozaque (municipio de Oiba) y Josef Sector (municipio de Suaita) ubicados en la cuenca del río Suárez y en la zona que le corresponde al departamento de Santander. Para tal fin se tomaron muestras de agua en las bocatomas de los acueductos, las cuales fueron caracterizadas fisicoquímica y microbiológicamente por el laboratorio del IDEAM. Con los resultados de dicha caracterización se calculó el Índice de Riesgo de la Calidad del Agua para consumo humano (IRCA), por medio del cual se clasificó el agua de las bocatomas como inviables sanitariamente, situación que evidenció claramente la necesidad de mejorar la calidad del agua consumida en estas regiones.

Por esta razón, en este proyecto se desarrolló el diseño de un sistema básico de captación de agua lluvia; el cual permite satisfacer la demanda de agua destinada a lavado de platos, bebida y preparación de alimentos, durante todo el año, para una familia de cuatro personas utilizando un área de captación de 14 m² y un tanque de almacenamiento de 5 m³; y el diseño preliminar de una planta de tratamiento de filtración rápida completa de tecnología convencional clásica, la cual tratará un caudal de diseño de 8 L/s.

*Práctica empresarial

**Facultad de ingenierías Físicoquímicas. Escuela de Ingeniería Química. Director Ph.D Arlex Chaves, Universidad Industrial de Santander. Codirector: Biólogo Juan Agustín Gualdrón, Corporación de Tecnologías Ambientales Sostenibles, CTAS

ABSTRACT

TITLE: DRINKING WATER QUALITY EVALUATION FOR FOUR PATHS OF SUAREZ'S RIVER BASIN, AND SHORT, AND LONG TERM SOLUTIONS TO IMPROVE DRINKING WATER QUALITY IN SAN ISIDRO'S VILLAGE.*

AUTHOR: LEIDY JUDITH GONZÁLEZ BARAJAS, JUAN MANUEL GOYENECHÉ MEJÍA. **

KEYWORDS: IRCA, Conventional Treatment, Drinking Water, Rainwater

CONTENT

Although, water plays an important role in the socio-economic development of a state, there are a number of deficiencies in the quality and supply of a large portion of the population. In Colombia most of the population does not have an effective supply system, a situation that is evident in the rural areas, where water is consumed without any purification treatment.

In this project was evaluated the drinking water quality of four paths of Suarez's river basin: Aguabuena (municipality of Confines), San Isidro (municipality of Gambita), Pozaque (municipality of Oiba) y Josef Sector II (municipality of Suaita) belonging to the department of Santander. For evaluating, water samples were taken in the sources of the aqueducts, which were characterized physicochemical and microbiological by laboratory IDEAM. With this results was calculated the risk of water quality for human consumption (IRCA), with this water were classified as nonviable as drinking water, situation that clearly shows the need to improve the quality of drinking water in these regions.

In this project was developed the design of a basic collecting system of rainwater which can satisfy the water's demand for washing dishes, food preparing and drinks, throughout the year for a family of four using a catchment area of 14 m² and a storage tank of 5 m³ and preliminary design of stages of a treatment plant of complete rapid filtration with classical and conventional technology which will treat a flow of 8 L/s.

* Internship, Bucaramanga.

** Physical and Chemical Department. Chemical Engineering Department., Director: Ph.D Arlex Chaves, Universidad Industrial de Santander. Co-director: Biologist Juan Agustín Gualdrón, Corporación de Tecnologías Ambientales Sostenibles, CTAS

1. INTRODUCCIÓN

El potencial de desarrollo socio-económico de una región o de un estado está directamente relacionada a la cantidad y calidad de sus recursos, sean estos humanos, culturales, pecuarios, mineros, energéticos, naturales, etc. Dentro de estos últimos, los recursos hídricos juegan un papel cada vez más importante [1]. Aun así, existen una serie de deficiencias en su abastecimiento y suministro a una gran porción de la población mundial, lo que ha llevado a que las organizaciones internacionales, den los primeros pasos para que se constituya en un derecho humano de obligatorio cumplimiento por parte de los estados. Este derecho busca garantizar a cada persona una cantidad mínima de agua de buena calidad, que sea suficiente para preservar la vida y la buena salud [2].

En Colombia, al igual que en muchos otros países en vía de desarrollo, gran parte de la población, especialmente la de las zonas rurales, no cuenta con un sistema de abastecimiento efectivo y enfrentan dificultades de acceso al servicio de acueducto [3]. Adicionalmente, el manejo inadecuado de los recursos hídricos, ha alterado su composición y los han dejado en vía acelerada de extinción, disminuyendo aún más su disponibilidad. Situación que ha llevado al estado y a entes ambientales del país a planificar el uso sostenible de este recurso y ejecutar programas y proyectos dirigidos a conservar, preservar, proteger o prevenir el deterioro y/o restaurar las fuentes, los manantiales y las cuencas hidrográficas [4].

Por esta razón la Corporación autónoma de Santander (CAS), desarrolló el plan de ordenamiento y manejo de la cuenca del río Suárez, donde se tuvo en cuenta, entre otros principios y directrices, la evaluación de la calidad del agua, la cual estuvo a cargo de la Corporación de Tecnologías Ambientales Sostenibles, (CTAS).

Para tal fin, la corporación CTAS, organizó diferentes grupos de trabajo conformados por practicantes y personal experto en el tema, cada uno de los cuales se encargó de realizar muestreos en los acueductos veredales de mayor cobertura, de cuatro municipios previamente asignados, ubicados dentro de la

cuenca del río Suárez y en el área que le corresponde al departamento de Santander.

El objetivo de este proyecto es evaluar la calidad del agua que consumen los habitantes de los acueductos veredales de Aguabuena (municipio de Confines), San Isidro (municipio de Gambita), Pozaque (municipio de Oiba) y Josef Sector II (municipio de Suaita), partiendo de los resultados de los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos obtenidos por el laboratorio del IDEAM y del Laboratorio Departamental de Salud Pública (*LDSP*). Para ello se utilizó el índice de riesgo de calidad de agua para consumo humano (IRCA), por medio del cual se clasificaron las fuentes de agua como inviables sanitariamente. Por tal razón, en este documento se presenta el diseño de un sistema básico de captación de agua lluvia y de las etapas principales para una planta de tratamiento de filtración rápida, como posibles soluciones que permitirán mejorar la calidad del agua del acueducto veredal San Isidro.

2. MARCO TEORICO

2.1. CALIDAD Y NORMATIVIDAD COLOMBIANA PARA EL AGUA DE CONSUMO HUMANO.

El concepto de calidad de agua está fuertemente asociado al uso que se le pretende dar y cada actividad tiene unas exigencias específicas en cuanto a su calidad. Por ejemplo, el agua de un río puede ser considerada apta para sistemas de riego, pero por su carga de sedimentos o concentración de coliformes, ser inaceptable para consumo humano, sin antes ser tratada [5].

El agua destinada al consumo humano debe cumplir con unos parámetros de calidad que implican la existencia de unas condiciones fisicoquímicas y microbiológicas [2], que garanticen la ausencia de microorganismos o sustancias químicas, que puedan constituirse en una amenaza para la salud de las personas. Es así, como existe una normatividad que regula los rangos permisibles para los parámetros que intervienen en dicha calidad.

En Colombia, este aspecto está regulado en la resolución 2115 de 2007, donde se señalan las características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano [6]; el decreto 1575 de 2007, que establece el sistema para la protección y control de la calidad de dicha agua [7]; y el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000 [8].

Con base en los conceptos mencionados y las características de calidad de agua potable para Colombia regulada en la resolución 2115 del 2007 (tabla 1), se consideró viable realizar una evaluación de la calidad del agua de los acueductos veredales de los municipios objeto de estudio. Para tal fin, se utilizó el índice de riesgo de calidad del agua para consumo humano IRCA, contemplado en esta misma resolución.

Tabla 1. Valores permisibles de los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos para la calidad del agua de consumo humano.

CARÁCTERÍSTICA	VALOR PERMISIBLE	UNIDADES
Color aparente	15	UPC
Turbiedad	2	UNT
Ph	6.5-9	Unidades pH
Alcalinidad total	200	mg CaCO ₃ /L
Calcio	60	mg Ca/L
Magnesio	36	mg Mg/L
Cloruros	250	mg Cl/L
Dureza total	300	mg CaCO ₃ /L
Coliformes totales	0	UFC/100ml
Escherichia Coli	0	UFC/100ml

Fuente: Resolución 2115 de 2007

2.1.1. Cálculo del índice de riesgo de la calidad del agua para consumo humano (IRCA)

Con el fin de dar una clasificación de cada fuente de acuerdo al riesgo para la salud humana y sus posibles tratamientos para su potabilización, se usa el IRCA que asigna a cada característica física, química y microbiológica un puntaje de riesgo determinado por el no cumplimiento de los valores aceptables en la resolución 2115 de 2007. Estos puntajes de riesgos son reportados en la tabla 2.

Tabla 2. Puntaje de riesgo asignado a cada característica para el cálculo del IRCA.

CARACTERÍSTICA	PUNTAJE DE RIESGO
Color aparente	6
Turbiedad	15
pH	1.5
Alcalinidad total	1
Calcio	1
Magnesio	1
Dureza total	1
Cloruros	1
Coliformes totales	15
Escherichia Coli	25

Fuente: Resolución 2115 de 2007

Entonces para determinar el IRCA a una fuente de agua, se realizan los análisis fisicoquímicos y microbiológicos dados en la tabla 1 y posteriormente de acuerdo a los resultados, son asignados los puntajes de riesgo según los

valores estipulados en la Tabla 2. Después de este procedimiento se calcula el IRCA mediante la siguiente ecuación:

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

Una vez se obtiene el valor, se determina el nivel de riesgo según la tabla 3.

Tabla 3. Clasificación del nivel de riesgo en salud según el IRCA y acciones que deben adelantarse.

Clasificación IRCA (%)	Nivel de riesgo	Consideraciones
70,1-100	INVIABLE SANITARIAMENTE	Agua no apta para el consumo humano y requiere una vigilancia máxima, especial y detallada.
35,1-70	ALTO	Agua no apta para consumo humano y requiere una vigilancia especial.
14,1-35	MEDIO	Agua no apta para consumo humano, gestión directa de la persona prestadora.
5,1-14	BAJO	Agua no apta para consumo humano, susceptible de mejoramiento.
0-5	SIN RIESGO	Agua apta para consumo humano. Continuar la vigilancia.

Fuente: Resolución 2115 de 2007

El valor del IRCA es cero (0) puntos cuando cumple con los valores aceptables para cada una de las características físicas, químicas y microbiológicas y cien puntos (100) para el más alto riesgo cuando no cumple ninguno de ellos [6].

2.2. AGUA SUPERFICIAL Y AGUA LLUVIA COMO FUENTES DE ABASTECIMIENTO

2.2.1. Agua superficial

El agua superficial (ríos, lagos y quebradas) es la fuente más común de abastecimiento, pero presenta problemas de calidad debido a la contaminación natural y a la resultante de las actividades domésticas, industriales y agrícolas. Lo anterior, unido al consumo directo del agua de las fuentes en las zonas rurales, lo que conlleva a que la calidad del agua de consumo corresponda a la de la fuente abastecedora, hace que sea fundamental caracterizarla de la manera más completa posible, con el fin de identificar el tipo de tratamiento

necesario para su potabilización [8]. Según el nivel de calidad que presente, puede considerarse un tratamiento convencional, en su totalidad o parcial, e incluso tratamientos específicos cuando este es muy deficiente.

2.2.1.1. Tratamiento convencional para la potabilización de agua

Un tratamiento convencional consta principalmente de 6 etapas, las cuales se describen a continuación:

- **Captación-Cribado:** Para proteger las unidades principales de una planta de tratamiento y que su operación sea eficiente, es necesario quitar los sólidos flotantes grandes y los sólidos suspendidos que frecuentemente están presentes en el caudal de entrada.
- **Coagulación:** Muchas impurezas del agua natural están presentes como sólidos coloidales que no sedimentan. Su remoción se puede lograr si se promueve la aglomeración de esta clase de partículas por floculación, mediante el uso de un coagulante, seguido de procesos de sedimentación.
- **Floculación:** Una vez efectuada la coagulación las partículas se aglomeran formando otras de mayor tamaño (floc), mediante la agitación moderada del agua [9].
- **Sedimentación:** Tiene por objeto separar del agua las partículas que se han formado en la floculación, por acción de la gravedad y se realiza en tanques de sedimentación [9].
- **Filtración:** Es una etapa importante en el tratamiento, para que el agua alcance su clarificación final. Aunque cerca del 90 % de la turbiedad y el color se eliminan durante la coagulación y la sedimentación [3], cierta cantidad del flóculo se pasa de los tanques de sedimentación.
- **Desinfección:** Debido al pequeño tamaño de muchos microorganismos, no es posible garantizar su completa remoción con los tratamientos de coagulación o filtrado. Por tal razón, es necesario efectuar una desinfección

para asegurar la eliminación de microorganismos potencialmente dañinos para la salud.

2.2.2. Agua lluvia

De acuerdo con los análisis que se han realizado en materia de disponibilidad de agua, el IDEAM asegura que de continuar con el actual ritmo de explotación de las cuencas y de contaminación de las fuentes de suministro, para el año 2015, en condiciones hidrológicas secas, el 60% de la población colombiana podría estar en riesgo de desabastecimiento de agua potable, y se podría alcanzar el 66% para el 2025. Es por estas razones que se deben promover las prácticas de reciclaje, reutilización y aprovechamiento de aguas, como alternativas de abastecimiento [10].

En este sentido, una posible medida de mitigación con el fin de reducir la presión existente sobre las cuencas hidrográficas, y dar un uso eficiente al recurso hídrico es el desarrollo de sistemas de captación de agua lluvia. Lo anterior unido a la alta calidad fisicoquímica que presenta este recurso, su disponibilidad gratuita y la facilidad de construcción del sistema de captación [10], justifica su implementación como alternativa para mejorar la calidad del agua consumida en una región.

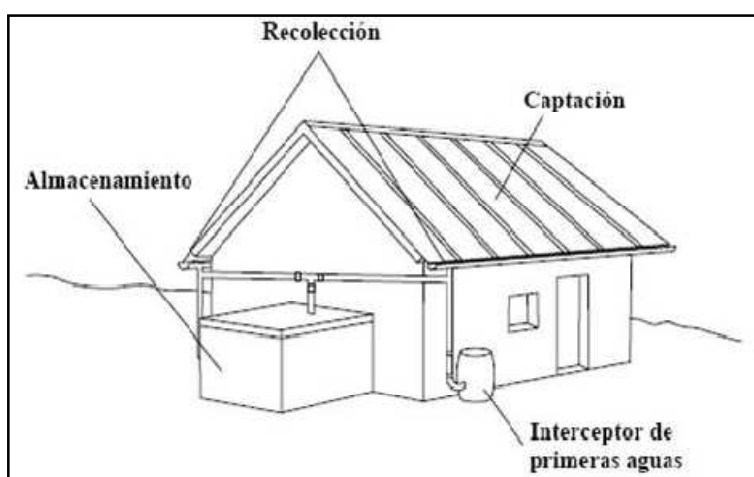
Sin embargo existen unas desventajas que limitan la implementación de este sistema, como lo son: Los altos costos iniciales de construcción, que pueden volverlo inaccesibles para algunas poblaciones, y que el agua captada depende de la precipitación del lugar, la cual puede ser incierta debido al cambio climático [10].

2.2.2.1. Sistema básico de captación de agua lluvia

Un sistema básico de captación de agua lluvia está compuesto por cuatro componentes, como se muestra en la figura 1 y que se describen a continuación: *i) Captación:* Es la superficie destinada para la recolección del agua lluvia y corresponde al techo de la casa, el cual debe tener la superficie y pendiente adecuadas para que facilite el escurrimiento del agua hacia el

sistema de recolección. *ii) Recolección y Conducción:* Este componente es una parte esencial del sistema, dado que permite conducir el agua recolectada al tanque de almacenamiento. Comprende los bajantes y las canaletas, las cuales van sujetas al techo de la casa. *iii) Interceptor:* Es el encargado de captar las primeras aguas lluvias provenientes del lavado del techo, evitando el almacenamiento de aguas con gran cantidad de impurezas. *iv) Almacenamiento:* Es el depósito destinado para la acumulación y conservación del agua necesaria para el consumo diario de las personas beneficiadas con este sistema.

Figura 1. Sistema básico de captación de agua lluvia en techos.

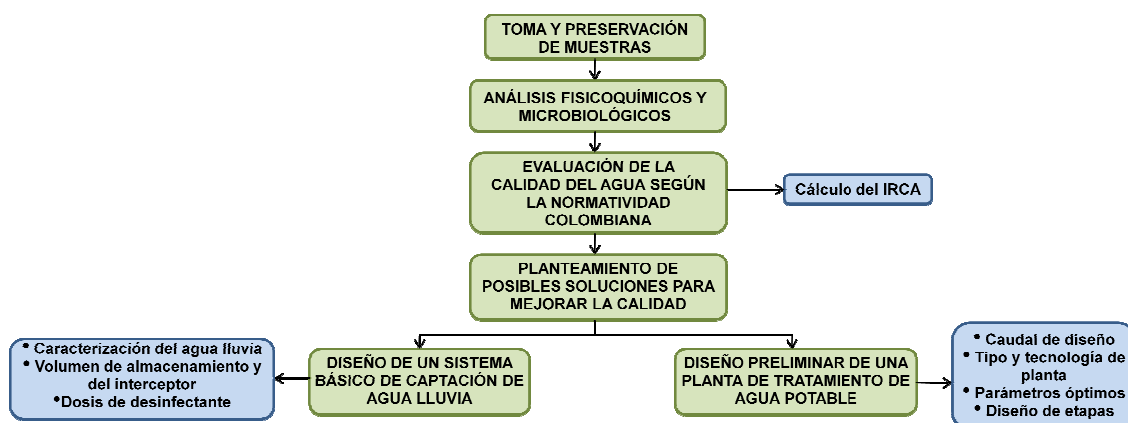


Fuente: Guía de diseño para captación de agua de lluvia. CEPIS, 2004.

3. METODOLOGÍA

En este capítulo se enumeran los pasos realizados durante el desarrollo del estudio. Una visión generalizada de las actividades realizadas y su orden cronológico es mostrada en la figura 2.

Figura 2. Etapas realizadas en el orden cronológico durante el desarrollo del proyecto



Fuente: Los autores

3.1. TOMA Y PRESERVACIÓN DE MUESTRAS

Utilizando el programa de uso eficiente y ahorro de agua (AYUEDA), contemplado en la Ley 373 de 1997, en cada municipio se ubicaron los puntos donde se realizaron los respectivos muestreos, los cuales corresponden a las bocatomas de cuatro acueductos veredales (ver tabla 4). El muestreo se realizó siguiendo la Norma Técnica Colombiana NTC-ISO 5667-6 y fue de tipo puntual, es decir, que solo se tomó una muestra en cada bocatoma.

Tabla 4. Ubicación de las bocatomas de acueductos veredales donde se realizó el muestro para pruebas físico-químicas y microbiológicas.

MUNICIPIO	ACUEDUCTO VEREDAL	FUENTE (Quebrada)
Confines	Aguabuena	La Guayana
Gambita	San Isidro	San Isidro
Oiba	Pozaque	Guarí
Suaita	Josef sector II	La represa

Fuente: Los autores

Las muestras fueron posteriormente preservadas en cavas con hielo, de acuerdo a la Norma Técnica Colombiana NTC-ISO 5667-3 y luego enviadas al laboratorio del *IDEAM*, ubicado en la ciudad de Bogotá, para su caracterización fisicoquímica y microbiológica.

3.2. ANÁLISIS FISICOQUÍMICOS Y MICROBIOLÓGICOS

Los análisis realizados por el laboratorio del *IDEAM* corresponden a la determinación de los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos mostrados en la primera columna de la tabla 5. Para la evaluación de la calidad del agua fue necesario conocer otros parámetros (ver columna tres tabla 5), los cuales fueron consultados en el Laboratorio Departamental de Salud Pública (*LDSP*), para el periodo en el que se realizó el muestreo de las fuentes que conforman el estudio. En la columna dos y cuatro se señalan los métodos analíticos estándares utilizados para la medición de los parámetros reportados.

Tabla 5. Parámetros determinados por el laboratorio del IDEAM, el LDSP y métodos analíticos utilizados.

Laboratorio del IDEAM		LDSP	
PARÁMETRO	MÉTODO ANALÍTICO	PARÁMETRO	MÉTODO ANALÍTICO
Alcalinidad Total	S.M. 2320 B	Turbiedad	S.M. 2130 B
Dureza total	S.M. 2340 C	Color aparente	S.M. 2120 C
pH	-	Calcio	S.M. 3500-Ca D
Coliformes totales	S.M. 9230 C	Magnesio	S.M. 3500-Mg B
E. Coli	S.M. 9230 C	Cloruros	S.M. 4500- Cl B

Fuente: Laboratorio del IDEAM y LDSP

3.3. EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA SEGÚN LA NORMATIVIDAD COLOMBIANA

Los valores de los parámetros obtenidos del laboratorio del *IDEAM* y del *LDSP*, se compararon con los reportados en la tabla 1 y posteriormente se calculó el IRCA siguiendo la metodología presente en el capítulo 2. Lo anterior, con el fin de evaluar la calidad del agua de cada uno de los acueductos.

3.4. PLANTEAMIENTO DE POSIBLES SOLUCIONES

A partir de la evaluación de la calidad del agua, se planteó la implementación de un sistema básico de captación de agua lluvia como posible solución a corto

plazo y la puesta en marcha de una planta de tratamiento de agua potable como solución definitiva.

3.4.1. Diseño de un sistema básico de captación de agua lluvia

Se tomó una muestra de agua lluvia en la vereda San Isidro (municipio de Gambita) y se envió al laboratorio ambiental de la empresa Sistemas Hidráulicos y Sanitarios Ltda. (*SIHSA*), para su posterior análisis fisicoquímico y microbiológico.

En el diseño del sistema básico de captación de agua lluvia se determinó el volumen del tanque interceptor de las primeras aguas y el volumen del tanque de almacenamiento, para ello fue preciso calcular la precipitación promedio mensual, la demanda de agua (total y acumulada) y la oferta (total y acumulada). Para el cálculo de la precipitación promedio mensual se solicitó al IDEAM, la información de precipitación para el municipio de Gambita (anexo A).

Se realizó una prueba de laboratorio para determinar la dosis de agente desinfectante para la cloración del agua lluvia.

3.4.2. Diseño preliminar de una planta de tratamiento de agua potable

Para el desarrollo del diseño preliminar de la planta, se determinó el caudal de diseño, se seleccionó el tipo de planta y de tecnología utilizada y además, se realizó en varias ocasiones la prueba de jarras con el fin de determinar los parámetros óptimos de los procesos del tratamiento. Por último, se diseñaron las etapas con base en los parámetros anteriormente mencionados y heurística reportada en la literatura.

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1. EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA DE LOS ACUEDUCTOS VEREDALES

La tabla 6 muestra los resultados de los análisis fisicoquímicos y microbiológicos para muestras de agua tomados en las bocatomas de los acueductos veredales estudiados. Adicionalmente, en la penúltima y última fila se muestran el porcentaje (%) del IRCA y el nivel de riesgo obtenido para cada una de estas fuentes de agua de acuerdo a la resolución 2115 como fue descrito en el capítulo 2. De estos resultados se puede evidenciar que el agua de consumo de cada uno de los acueductos se puede categorizar como “inviabile sanitariamente”, puesto que, presentan un IRCA mayor al 75 %. Lo anterior es consecuencia de que los parámetros que se encuentran por fuera de los rangos permisibles por la normatividad, E. Coli, coliformes totales, turbiedad y color, tienen asignado un alto puntaje de riesgo.

4.2. POSIBLES SOLUCIONES

De los resultados obtenidos en la sección anterior, se evidencia la necesidad de mejorar la calidad del agua para hacerla apta para consumo humano. Para tal fin, se plantearon dos posibles soluciones: Una a corto plazo, que consiste en la implementación de un sistema básico de captación de agua lluvia, la cual puede ser utilizada para las cuatro veredas; y otra a largo plazo correspondiente a la construcción de una planta de tratamiento de agua potable la cual se desarrollará en el presente estudio para la vereda de San Isidro, por ser la que presenta el mayor valor de turbiedad, parámetro fundamental en el diseño de la planta. En lo que sigue se describen los pasos fundamentales para desarrollar los diseños.

Tabla 6. Comparación de los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos del agua de los acueductos veredales con la resolución 2115 de 2007 y cálculo del IRCA.

	VALOR PERMISIBLE	PUNTAJE DE RIESGO PARA EL CALCULO IRCA	ACUEDUCTOS VEREDALES			
			Confines	Suaita	Oiba	Gambita
			Aguabuena	Josef Sector II	Pozaque	San Isidro
COLOR APARENTE [UPC]	15	6	13	29	18	92
TURBIEDAD [UNT]	2	15	8,9	8,02	4,35	45
pH	6,5-9	1,5	6,8	6,7	6,6	6,8
ALCALINIDAD TOTAL [mgCaCO ₃ /L]	200	1	6	12	9	20
CALCIO [mgCa/L]	60	1	4,2	16	19,6	13
MAGNESIO [mgMg/L]	36	1	14,2	15	10	15,3
DUREZA TOTAL [mgCaCO ₃ /L]	300	1	55	49	64	68
CLORUROS [mgCl/L]	250	1	22	18	18	16
COLIFORMES TOTALES [UFC/100Cm ³]	0	15	1052	676	4193	972
E. COLI [UFC/100Cm ³]	0	25	750	341	2096	510
IRCA (%)	-	-	81,48	90,37	90,37	90,37
NIVEL DE RIESGO	-	-	Inviabile sanitariamente	Inviabile sanitariamente	Inviabile sanitariamente	Inviabile sanitariamente

Fuente: Los autores

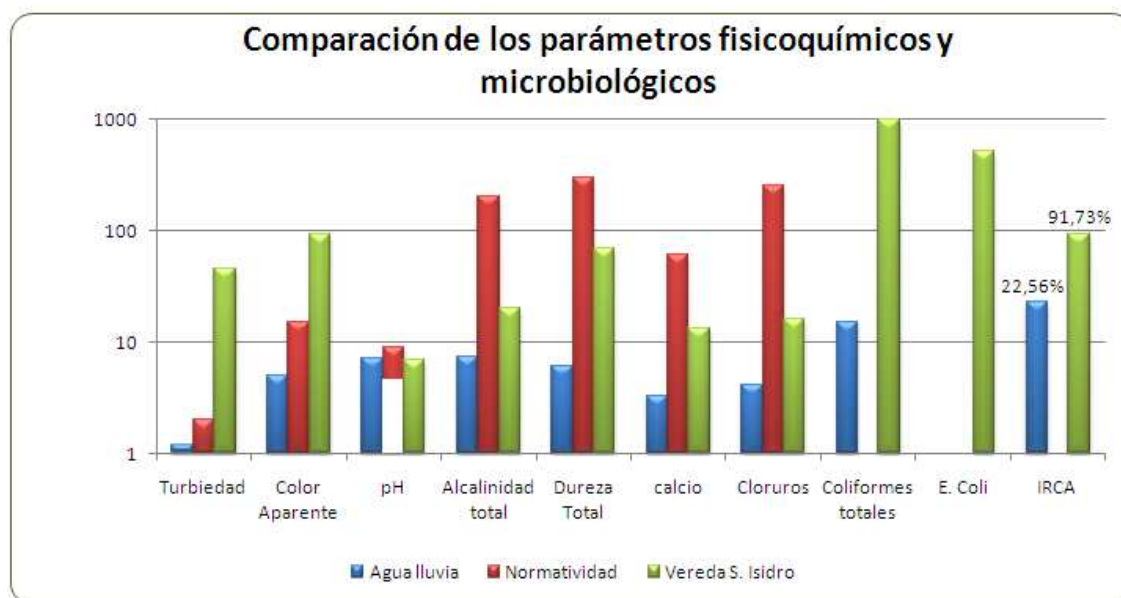
4.3. DISEÑO DE UN SISTEMA BÁSICO DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA

El sistema Básico de captación, se denomina así, debido a que solo consta de los componentes de captación, conducción, interceptor de primeras aguas y almacenamiento. Para que este sea completo debe complementarse con el sistema de distribución y un tratamiento.

4.3.1. Calidad del agua lluvia

La primera pregunta a responder es ¿qué tan buena resulta la calidad del agua lluvia en comparación con la calidad de las fuentes actualmente usadas? Para responder este interrogante se sometió a un análisis fisicoquímico y microbiológico una muestra de agua lluvia tomada en la vereda San Isidro y se realizó una comparación con el agua de la bocatoma normalmente usada. Los resultados de esta comparación son mostrados en la figura 3.

Figura 3. Comparación de los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos del agua lluvia y del agua del acueducto San Isidro, con los reportados en la resolución 2115 de 2007.



Fuente: Los autores

De acuerdo a lo observado en la figura 3 el IRCA del agua lluvia es menor respecto al agua del acueducto San Isidro puesto que todos los parámetros fisicoquímicos evaluados se encuentran en lo exigido por la normatividad,

hecho que además, corrobora la alta calidad fisicoquímica de este recurso, lo que concuerda con lo reportado por PALACIO [10]. No obstante, debido a la presencia de coliformes totales se hace necesario aplicar un proceso de desinfección, sugiriéndose la cloración, para que el agua sea apta para consumo.

4.3.2. Diseño

El diseño del sistema de captación se desarrolló, siguiendo la metodología descrita por PALACIO [10], para una vivienda tradicional del sector, la cual tiene un techo o área de captación igual a 56 m^2 y en donde habitan cuatro personas. Como esta casa no cuenta con el componente de recolección y conducción (canaleta y bajantes) se sugiere que sea en PVC por su bajo costo y para evitar la alteración de las propiedades fisicoquímicas del agua [11]. Con el fin de retener sólidos gruesos como hojas y palos, se puede instalar mallas sobre la canaleta. El agua que se recolecte será utilizada solo para la preparación de alimentos, bebida y lavado de platos.

Para comenzar se calculó la precipitación promedio mensual de los últimos 10 años y se ubicó en la primera fila de la tabla 6 el mes que presentó el mayor valor; y seguidamente los demás meses en su orden regular. Lo anterior con el fin de garantizar una acumulación inicial de agua que permita favorecer el abastecimiento, dado el caso en el que la oferta del mes siguiente sea menor que la demanda. Posteriormente se calcularon la demanda (total y acumulada), la oferta de agua (total y acumulada), el volumen de almacenamiento y el volumen del interceptor siguiendo los pasos reportados en el anexo B.

La oferta de agua lluvia no se calculó a partir del área total del techo (56 m^2), debido a que el volumen de almacenamiento sería muy grande y habría un sobredimensionamiento del sistema con respecto a la demanda, por consiguiente, el área de captación se fijó en 14 m^2 , de tal forma que se satisficiera el consumo en todos los meses con el menor volumen posible de almacenamiento. En la tabla 7 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 7. Resultados de precipitación promedio mensual (ppi), demanda (Di), oferta mensual (Ai), demanda acumulada (Dai), oferta acumulada (Aai) y volúmenes de almacenamiento (Vi)

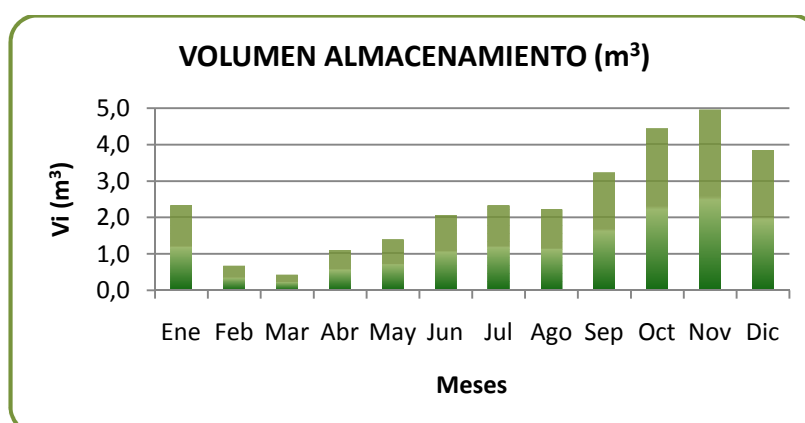
Mes	ppi (m ³ /m ²)	Días mes	Di (m ³ /mes)	Dai (m ³ /mes)	Ai (m ³ /mes)	Aai (m ³ /mes)	Vi (m ³ /mes)
Mayo	0,345	31	2,48	2,48	3,87	3,87	1,39
Junio	0,274	30	2,40	4,88	3,07	6,95	2,07
Julio	0,245	31	2,48	7,36	2,74	9,69	2,33
Agosto	0,211	31	2,48	9,84	2,37	12,06	2,22
Septiembre	0,304	30	2,40	12,24	3,41	15,47	3,23
Octubre	0,330	31	2,48	14,72	3,69	19,16	4,44
Noviembre	0,260	30	2,40	17,12	2,92	22,07	4,95
Diciembre	0,123	31	2,48	19,60	1,38	23,45	3,85
Enero	0,086	31	2,48	22,08	0,96	24,41	2,33
Febrero	0,051	28	2,24	24,32	0,57	24,99	0,67
Marzo	0,200	31	2,48	26,80	2,24	27,22	0,42
Abril	0,275	30	2,40	29,20	3,08	30,30	1,10

Fuente: Los autores

4.3.2.1. Volumen del tanque de almacenamiento

La figura 4 muestra los volúmenes que quedan en el tanque para cada uno de los meses, evidenciándose el cubrimiento de la demanda de agua a lo largo del año. Cabe aclarar que es un volumen acumulado que inicia desde mayo por ser el mes de mayor precipitación.

Figura 4. Volumen de almacenamiento de agua lluvia por mes.



Fuente: Los autores

El volumen de almacenamiento del tanque es el mayor valor obtenido de la acumulación, que en este caso corresponde al mes de noviembre con un valor de 4,95 m³. Sin embargo, como este valor no es comercial se dispondrá de un

tanque de 5 m³, recomendándose que sea de concreto reforzado por ser más económico que un tanque de PVC (anexo C).

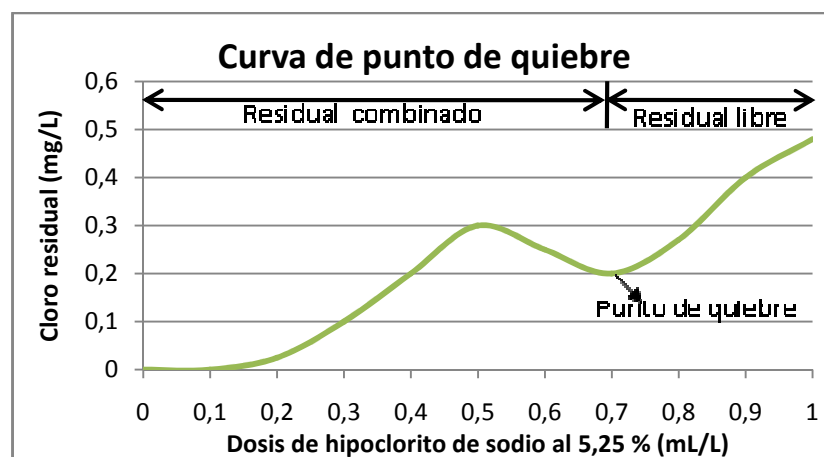
4.3.2.2. Volumen del interceptor

El volumen del interceptor se calculó de acuerdo con el área de captación y teniendo en cuenta que se requiere 1 litro de agua lluvia para lavar un metro cuadrado del techo (paso 8 del anexo B), de donde se obtuvo un valor de 14 L. Sin embargo como no se consigue un recipiente con esta capacidad, el interceptor será de 19 L (5 galones) y en plástico.

4.3.2.3. Cloración

La dosis de cloro depende del punto de quiebre y de la cantidad de cloro residual presente en el agua luego de la cloración, la cual debe estar entre 0,2 y 2 mg/L según la normatividad colombiana [6]. Esta dosis se estableció mediante una prueba de laboratorio que consistió en determinar el punto de quiebre o punto a partir del cual el cloro residual es de tipo libre, ya que este es el de mejor eficiencia en la desinfección [9]. Lo anterior se logró aplicando varias dosis del agente desinfectante, hipoclorito de sodio al 5,25 %, a un litro del agua estudiada y luego de agitar se midió el cloro residual mediante un test de cloro. Los datos obtenidos se graficaron en la figura 5.

Figura 5. Cloro residual en función de la dosis de hipoclorito de sodio agregado para la desinfección del agua lluvia de la vereda San Isidro



Fuente: Los autores

La cantidad de hipoclorito de sodio obtenida en el punto de quiebre fue 0,7 ml/L; Por lo tanto, se recomienda agregar 0,8 mL/L por ser una dosis que se encuentra por encima de este valor y que corresponde a un concentración de cloro residual de 0,26 mg/L.

4.4. DISEÑO PRELIMINAR DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

Este diseño fue realizado usando como referencia principal el manual I “teoría” y el manual II “diseño de plantas de tecnología apropiada” los cuales se encuentran en el portal de ingeniería sanitaria dentro del título “Tratamiento de agua para consumo humano: Plantas de filtración rápida” [12].

4.4.1. Caudal de diseño

Para el cálculo del caudal de diseño se tuvo en cuenta el número de usuarios del acueducto San Isidro, de la vereda del mismo nombre que se ha estimado en 750. No se realizó proyección debido a que en las zonas rurales la población no tiende a crecer, al contrario disminuye como consecuencia de la migración al casco urbano del municipio y a otras ciudades.

La dotación neta se determinó teniendo en cuenta la sumatoria de los valores máximos de consumo para cada actividad domestica según ROMERO Y SERNA [13], la cual es de 140 L/hab-día. Este valor se encuentra en el intervalo reportado en el RAS 2000 título A [8] para el nivel bajo de complejidad del sistema y que además corresponde a una población menor de 2500 habitantes con una capacidad económica baja.

Con los parámetros descritos y el porcentaje máximo de pérdidas técnicas en una planta, el cual es de 40 % para un nivel de complejidad bajo [8], se calculó una dotación bruta de 233 L/hab-día y los caudales medio diario (Q_{md}) y máximo diario (QMD) obteniéndose 2,1 y 2,7 L/s respectivamente. Lo anterior se determinó usando las expresiones descritas en el anexo D. El caudal máximo diario corresponde al caudal de diseño, que se aproximó a 3 L/s.

4.4.2. Selección del tipo y tecnología de la planta de tratamiento

Teniendo en cuenta que las plantas de tratamiento de agua se pueden clasificar, de acuerdo con el tipo de procesos que las conforman, en plantas de filtración rápida y plantas de filtración lenta [12] y que la clasificación depende del material particulado en suspensión causante de la turbiedad, se optó por diseñar una planta de filtración rápida. Esta decisión se tomó con base en que el agua estudiada presenta una turbiedad generada principalmente por partículas coloidales, lo que conlleva a utilizar tratamientos químicos (coagulación-floculación) para su reducción.

Las plantas de filtración rápida pueden ser completas o de filtración directa, estas últimas se clasifican en ascendentes, descendentes y ascendentes-descendentes. Según los valores de la turbiedad y el color, se puede hacer la selección de alguna de las anteriores. Para el presente estudio y teniendo en cuenta los valores de los parámetros mencionados (color 92 UPC y turbiedad 45 UNT), CEPIS [12] recomienda una planta de filtración directa ascendente; pero debido a que solo se realizó un muestreo (por el alcance del proyecto), no se conoce a ciencia cierta el comportamiento de la turbiedad a lo largo del año, lo que no garantiza un comportamiento estable para este parámetro, requisito indispensable para este tipo de planta. Por lo cual, se eligió una planta de filtración rápida completa, la cual puede tratar aguas con turbiedades de hasta 1000 UNT y además cuenta con todas las etapas de un tratamiento convencional.

La tecnología apropiada de acuerdo con los recursos económicos y humanos, y según los materiales disponibles en la zona, corresponde a la convencional clásica [12].

4.4.3. Determinación de los parámetros óptimos de las etapas de coagulación, floculación y sedimentación

Para el dimensionamiento de las etapas de coagulación, floculación y sedimentación fue necesario determinar los parámetros óptimos en el laboratorio. Para tal fin se realizó la prueba de jarras siguiendo el procedimiento

que se describe en el anexo E. Los parámetros obtenidos se registran en la tabla 8.

Tabla 8. Parámetros óptimos para las etapas de coagulación, floculación y sedimentación

Etapa	Parámetros óptimos	
Coagulación	Dosis óptima de Sulfato de Aluminio	26,5 mg/L
	pH	El natural del agua
Unidades de tratamiento	Tiempo de retención (min)	Gradiente de velocidad(s⁻¹)
Floculador	8	65
	8	49
	8	41
Decantador	19 m ³ /m ² /día	

Fuente: Los autores

4.4.4. Dimensionamiento de las etapas que conforman la planta de filtración rápida completa

4.4.4.1. Mezcla rápida (coagulación)

Se eligió un mezclador hidráulico tipo vertedero triangular (figura 6), el cual es recomendado para caudales de diseño menores a 30 L/s [12]. El vertedero tendrá un ángulo de 90° y se colocará a una altura (P) de 1m medida del vértice del vertedero hasta el fondo de un canal rectangular.

En la tabla 9 se presentan los valores de los parámetros de diseño para el mezclador seleccionado (ecuaciones en anexo F).

Tabla 9. Dimensiones del mezclador vertedero triangular

Parámetros	Valor		Unidades
	Q = 3 L/s	Q = 8 L/s	
Altura de la lámina de agua sobre el vertedero(h)	0,086	0,127	m
Ancho del canal (B)	0,342	0,507	m
Altura al inicio del resalto(h ₁)	0,004	0,007	m
Número de Froude(F ₁)	11,72	8,88	-
Altura después del resalto (h ₂)	0,017	0,026	m
Longitud del resalto (L _m)	0,078	0,113	m
Distancia del vertedero a la sección 1 (L')	0,126	0,180	m
Velocidad promedio en el resalto(v _m)	1,399	1,46	m/s
Tiempo de mezcla (T)	0,056	0,08	s
Gradiente de velocidad (G)	1212	1089	s ⁻¹

Fuente: Los autores

Tabla 10. Dimensiones para los tramos del floculador hidráulico horizontal

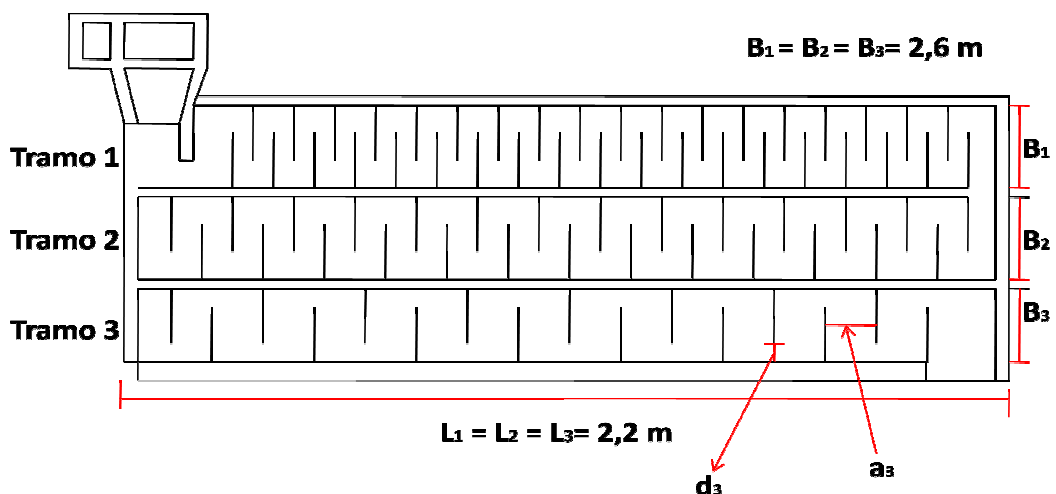
Parámetros	Valor			Unidades
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	
Velocidad (V_i)	0,155	0,134	0,100	m/s
Tiempo de floculación (T_i)	7,8	7,8	7,8	min
Longitud de canales (L_i)	72	62	47	m
ancho de canales (a_i)	0,07	0,09	0,11	m
Ancho de vueltas (d_i)	0,11	0,13	0,17	m
Ancho (B_i)	2,6	2,6	2,6	m
Número de canales (N_i)	28	24	18	-
longitud (L_i)	2,2	2,2	2,2	m
Perdida de carga total (hf_i)	0,2	0,12	0,04	m
Gradiente de velocidad (G_i)	65	49	28	s^{-1}

Fuente: Los autores

El gradiente de velocidad para el último tramo obtenido en el laboratorio, es decir, $41 s^{-1}$ se modificó a $28 s^{-1}$ ya que este es el que le corresponde a la mínima velocidad de floculación permitida (0,1m/s).

Se han modificado los tiempos de retención en cada tramo (7,8 min), de tal modo que las longitudes de todos sean iguales a 2,2 metros. Esto permitirá construir tres tanques iguales de 2,2 metros de largo, 2,6 metros de ancho y un metro de profundidad total (figura 7).

Figura 7. Floculador de pantallas de flujo horizontal



Fuente: Los autores

4.4.4.3. Sedimentación

Se eligió un decantador de placas paralelas (figura 8), por ser este el más adecuado para plantas pequeñas (caudal menor a 50 L/s). Las placas seleccionadas son de asbesto-cemento por su alta disponibilidad, bajo costo y resistencia a la corrosión, y presentan las siguientes dimensiones: 1,20 metros de alto por 2,40 metros de largo, con un espesor de 6 mm [12].

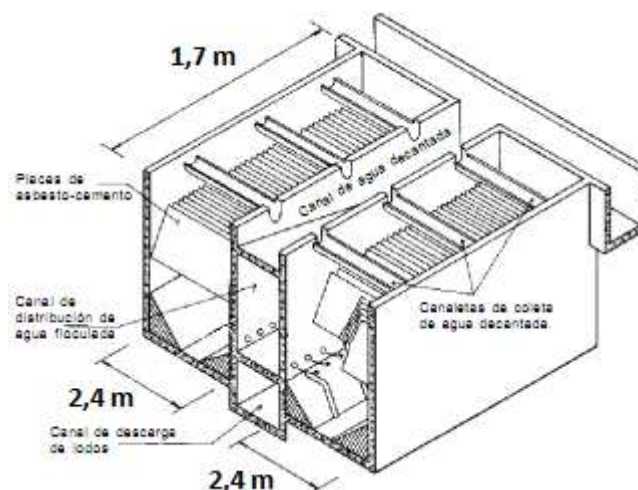
El diseño llevado a cabo (anexo H) corresponde a la zona de decantación y los valores de los parámetros de diseño se muestran en la tabla 11.

Tabla 11. Dimensiones del decantador de placas paralelas

Parámetros	Valor	Unidades
Espaciamiento entre las placas (d)	9,79	cm
Longitud útil dentro de las placas (lu)	114	cm
Área superficial de la unidad (As)	4,93	m^2
Número de canales formados por las placas (N)	9	-
longitud del decantador (LT)	1,7	m
Ancho del módulo de placas (b)	2,4	m
Velocidad media de flujo (v_0)	0,19	cm/s
Numero de Reynolds (Re)	352	-

Fuente: Los autores

Figura 8. Decantador de placas paralelas



Fuente: MANUAL II: Diseño de Plantas de Tecnología Apropiaada, capítulo 4 [12]

4.4.4.4. Filtración

Para la filtración se seleccionó un filtro rápido convencional (figura 9), el cual trabajará a tasa constante por ser el tipo de control tradicional para este filtro [8]. El sentido de flujo será descendente por ser el más común [9], el lecho filtrante será de arena (medio más utilizado) y el flujo a través de él, deberá pasar por gravedad.

Los parámetros de diseño, excepto el caudal, son datos heurísticos tomados de la literatura.

➤ Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño se tomaron en base a lo recomendado por el RAS 2000 en su título C [8].

- **Composición del lecho filtrante:** El lecho filtrante será de arena estándar la cual debe presentar un tamaño efectivo entre 0,45 y 0,65 mm y un coeficiente de uniformidad entre 1,35 y 1,7. Su profundidad debe estar en un rango de 0,6 a 0,9 m.
- **Soporte del lecho filtrante:** El lecho de soporte que sustenta la arena debe ser de grava, con unas dimensiones y características que dependen del sistema de drenaje adoptado. El drenaje más durable y factible de ser construido en obra, es el constituido por viguetas prefabricadas de concreto de forma triangular [12]. En la tabla 12 se muestran las características para las capas de grava asociadas a este tipo de drenaje.

Tabla 12. Capa soporte de grava para viguetas prefabricadas

Capa	Espesor (cm)	Tamaño (in)
1	7,5	1/8-1/4
2	7,5	1/4-1/2
3	7,5	1/2-3/4
4	10	3/4-1 1/2
Fondo	12,5	1 1/2-2

Fuente: MANUAL II: Diseño de Plantas de Tecnología Apropiada, capítulo 5 [12].

- **Tasa de filtración:** Se tomó una tasa de filtración de 120 m³/m²/día, recomendada para un lecho de arena estándar.

- **Altura del agua sobre el lecho:** Como el lecho filtrante en ningún momento debe trabajar seco, debe tomarse como mínimo una altura de 0,5 m.
- **Número de unidades:** Se diseñaran dos unidades para tratar el caudal de diseño, garantizando de esta forma que mientras una de ellas se encuentra en mantenimiento la otra pueda tratar por lo menos la mitad del caudal.

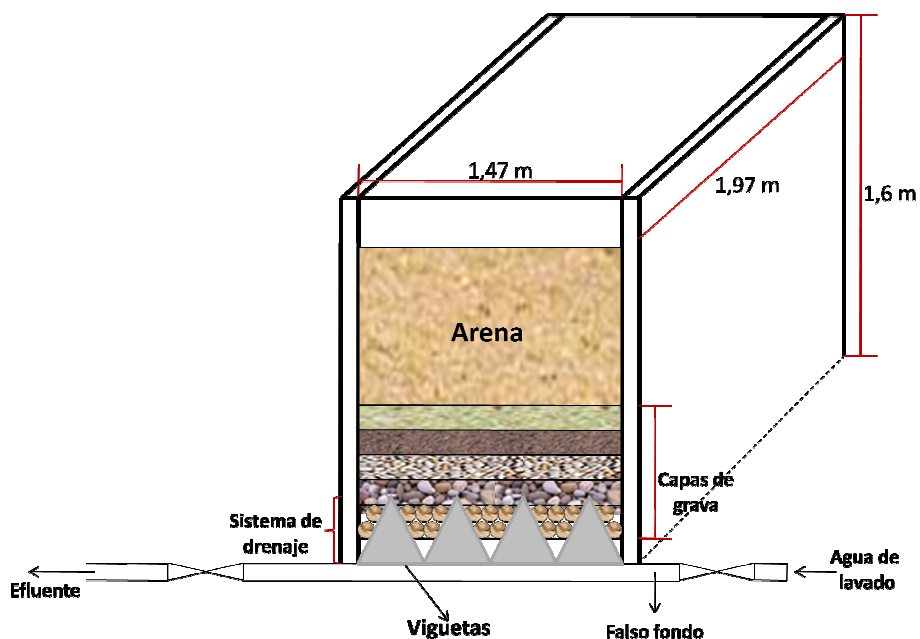
En la tabla 13 se presentan los valores para el dimensionamiento del filtro (anexo I).

Tabla 13. Dimensionamiento del filtro rápido convencional.

Parámetros	Valor	Unidades
Área total de filtración (A_T)	5,8	m ²
Área de cada filtro (A_f)	2,9	m ²
Longitud (b)	1,97	m
Ancho (a)	1,47	m
Altura (h_T)	1,6	m
Perdida de carga en el lecho (h_f)	0,43	m
Numero de viguetas del drenaje (N_d)	5	-

Fuente: Los autores

Figura 9. Filtro rápido convencional



Fuente: Los autores

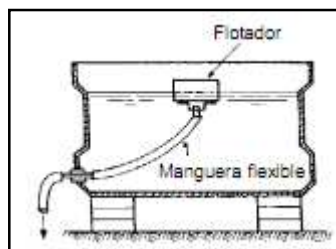
4.4.4.5. Desinfección

Entre los varios procesos de desinfección, se escogió la cloración por tener un poder bactericida bastante alto y ser fácil su aplicación [9]. Como agente

desinfectante se utilizó hipoclorito de calcio ($\text{Ca}(\text{ClO})_2$), por ser recomendado para plantas pequeñas, por su bajo costo y fácil empleo [12]. Para determinar la dosis se utilizó una solución acuosa al 3% preparada con $\text{Ca}(\text{ClO})_2$ al 70 % de pureza, y se realizó la curva del punto de quiebre (similar a la presentada en la figura 5), la cual arrojó un dosis igual a 0,6 mL/L.

El tiempo de contacto del desinfectante debe estar entre 20 y 30 minutos para asegurar la remoción de las bacterias [12]. Este se agregará al agua en un punto donde se favorezca la distribución uniforme de microorganismos (movimiento o agitación del agua) para evitar que se aglomeren, entorpeciendo la desinfección. Debido a lo anterior, se sugiere aplicar el hipoclorito de calcio en la tubería que conduce hacia al tanque de almacenamiento, mediante un difusor conectado a un hipoclorador de orificio de carga constante (figura 11), dosificador recomendado para plantas de instalaciones pequeñas [12].

Figura 10. Hipoclorador de orificio de carga constante



Fuente: MANUAL II: Diseño de Plantas de Tecnología Apropiada, capítulo 6 [2]

4.5. Evaluación de las alternativas propuestas

Con respecto al sistema de captación de agua lluvia, cabe recordar que su implementación se sugiere como solución a corto plazo. Si se quiere contemplar a largo plazo, se debe tener en cuenta que es necesario el diseño del acople a la tubería de la casa donde será construido. También es indispensable realizar un estudio para determinar la viabilidad económica y posteriormente tomar una decisión que permita la selección entre esta o la planta de tratamiento. Por lo anterior, es fundamental tener en cuenta que el

sistema de captación de agua lluvia fue diseñado para una casa de 4 personas y que la planta suplirá agua potable para una población de 750.

El caudal de diseño para la planta de tratamiento de agua potable fue modificado a 8 L/s, prescindiéndose del valor arrojado según la demanda (3 L/s). La decisión se fundamenta en la invalidez del modelo de diseño para este caudal, dado que primero, para el mezclador hidráulico el número de Froude calculado (parámetro de validación) no se encontraba en el rango permisible para este tipo de mezclador, y segundo, para el floculador las velocidades de floculación necesarias para obtener los gradientes de velocidad óptimos, se encontraban por debajo del intervalo permitido.

Para el diseño de la planta se utilizó el valor de la turbiedad en época de invierno, por alcance del estudio, pero cabe aclarar que es necesario conocer el comportamiento de este parámetro a lo largo del año, para así garantizar la mejor selección de la planta y por ende un agua de alta calidad.

5. CONCLUSIONES

- El agua de consumo de las veredas Aguabuena (municipio de Confines), San Isidro (municipio de Gambita), Pozaque (municipio de Oiba) y Josef Sector II (municipio de Suaita) es, según el IRCA, inviable sanitariamente; lo que permite sugerir la implementación de un sistema de captación de agua lluvia y una planta de tratamiento, como posibles soluciones para mejorar la calidad de este recurso.
- Se verifica la alta calidad fisicoquímica del agua lluvia, dado que los parámetros implicados se encuentran en el rango permisible por la normatividad colombiana.
- El sistema de captación de agua lluvia propuesto permite satisfacer la demanda de agua destinada a la preparación de alimentos, bebida y lavado de platos, durante todo el año para una familia de cuatro personas, utilizando un área de captación de 14 m^2 y un tanque de almacenamiento de 5 m^3 .
- Para que el dimensionamiento de la planta de tratamiento de agua sea viable técnicamente, es necesario tener en cuenta que el caudal de diseño no debe ser menor a 8 L/s . Lo anterior, con el fin de que el modelo de diseño utilizado sea válido para todas las etapas.

6. RECOMENDACIONES

- Realizar muestreos de agua a lo largo del año, con el fin de conocer el comportamiento de la turbiedad; para que los parámetros óptimos de las etapas de coagulación, floculación y sedimentación sean más confiables y así hacer una mejor selección del tipo de tratamiento utilizado en la planta de potabilización.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] PARIS, Marta del Carmen. Aguas subterráneas, gestión integrada y sustentabilidad ambiental. Argentina. Universidad Nacional de Litoral, 2006.

[2] DEFENSORIA DEL PUEBLO COLOMBIA. Diagnóstico del cumplimiento del derecho humano al agua en Colombia: Análisis de políticas públicas con perspectiva de derechos humanos. Bogotá. Imprenta nacional de Colombia, 2009. p 314.

[3] TEBBUT. Fundamentos de control de la calidad del agua. Primera edición. México D. F. Editorial Limusa, 1998.

[4] CONGRESO DE LA REPUBLICA DE COLOMBIA, PROGRAMA DE FORTALECIMIENTO LEGISLATIVO, OFICINA DE ASISTENCIA TECNICA LEGISLATIVA. Estudio de antecedentes de zonas de páramos. Bogotá D.C. Febrero del 2004. p. 91.

[5] GARCIA OBANDO, Lina Andrea. Monitoreo de la calidad del agua en cursos de agua: ríos y arroyos. Primera edición. Cali: Unidad central del Valle del Cauca, 2009. p 15.

[6] MINISTERIO DE LA PROTECCIÓN SOCIAL, MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Resolución 2115 de 2007. Capítulo II, art. 2, art. 5, art. 6, art. 7, art. 9. Capítulo III, art. 11. Capítulo IV, art. 13, art. 14, art.15. Bogotá D.C. Junio 22 de 2007.

[7] MINISTERIO DE LA PROTECCIÓN SOCIAL, MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Decreto 1575 de 2007. Capítulo I, Art 2. Capítulo IV, Art 12 Bogotá D.C. Mayo de 2007.

[8] MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO, DIRECCIÓN DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Sección I; Título A. Sección II; Título B, Título C. Bogotá D.C. Noviembre de 2000.

[9] RODRIGUEZ PEÑA, Carlos. Operación y mantenimiento de plantas de agua potable. Primera edición. Bogotá. Universidad Distrital Francisco José de Caldas, 1995. p 57.

[10] PALACIO CASTAÑEDA, Natalia. Propuesta de un sistema de aprovechamiento de agua lluvia, como alternativa para el ahorro de agua potable, en la institución educativa María Auxiliadora de Caldas, Antioquia. Medellín, 2010. Trabajo de grado (Especialista en manejo y gestión de aguas) Universidad de Antioquia. Escuela Ambiental.

[11] CEPIS/OPS/OMS. Especificaciones Técnicas Captación de Agua de Lluvia para Consumo Humano. 2003.

[12] CEPIS/OPS/OMS. Tratamiento de agua para consumo humano: Plantas de filtración rápida; Manual I. Tomo I Cap. 3, Tomo II Cap. 11. 2004. Manual II. Cap. 2, Cap. 3, Cap. 4. 2006. Disponible en internet en Portal Ingeniería Sanitaria: <http://www.ingenieriasanitaria.com>.

[13] CORCHO ROMERO, Freddy y DUQUE SERNA, José. Acueductos: Teoría y diseño. Tercera edición. Medellín. Sello Editorial. Universidad de Medellín, 2005. p 3.

[14] MONTES, José y MURCIA, Alberto. Diseño hidráulico sanitario y estructural de la planta de tratamiento para agua potable en Rionegro. Bucaramanga, 1973. Trabajo de grado (Ingeniería civil) Universidad Industrial de Santander. Escuela de Ingeniería Civil. p. 40.

8. ANEXOS

ANEXO A. PRECIPITACIÓN MENSUAL PARA LOS AÑOS DE 2000 A 2010 MUNICIPIO DE GAMBITA

VALORES TOTALES MENSUALES DE PRECIPITACION (m.m.s)												
AÑO	MESES											
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
2000	107,5	69,0	184,7	257,3	457,0	191,7	284,0	201,0	409,5	299,0	247,9	106,7
2001	5,8	69,0	234,0	204,5	378,5	403,5	219,5	195,2	233,1	240,9	312,9	290,4
2002	143,0	63,8	367,4	267,5	369,0	297,9	291,9	261,9	227,6	236,9	244,4	26,5
2003	24,5	24,2	89,5	384,5	503,4	324,7	272,8	345,6	328,4	386,9	251,3	110,7
2004	25,0	48,4	70,7	332,1	381,2	174,8	230,1	29,1	376,2	486,7	334,4	81,0
2005	216,5	104,5	154,9	279,6	373,0	319,5	226,6	274,0	262,9	448,8	380,4	140,3
2006	172,8	10,9	306,7	334,8	303,3	159,0	239,2	77,6	253,6	272,0	177,4	186,9
2007	153,6	28,5	260,3	203,3	227,8	237,7	260,8	138,3	327,9	307,2	155,3	109,5
2008	13,4	8,4	151,6	181,2	386,8	365,5	195,0	299,3	334,2	382,5	199,7	58,7
2009	40,2	75,1	235,9	266,6	221,2	317,2	112,7	159,8	251,6	247,3	217,6	62,5
2010	43,2	61,2	142,1	310,5	202,5	226,8	361,3	343,4	343,0	315,8	341,6	180,1
PROMEDIO	86,0	51,2	199,8	274,7	345,8	274,4	244,9	211,4	304,4	329,5	260,3	123,0

Fuente: Estación pluviométrica Gambita del IDEAM.

ANEXO B. MODELO DE CÁLCULO DEL SISTEMA BÁSICO DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
1	Número de años evaluados	$n = 10$		$ppi = \frac{\sum_{i=1}^n pi}{n}$	Precipitación promedio mensual del mes de todos los años evaluados	L/m^2
	valor de precipitación mensual del mes	pi	$mm \text{ equivalente a } \frac{L}{m^2}$			
2	Número de días del mes	$Nd = 30$		$Di = \frac{Nu * Nd * Dot}{1000}$	Demanda mensual	m^3
	Dotación	$Dot = 20$	$L/hab - dia$			
	Número de usuarios	$Nu = 4$				
3	Coefficiente de escorrentía para tejas de arcilla	$Ce = 0,8$		$Ai = \frac{ppi * Ac * Ce}{1000}$	oferta de agua en el mes	m^3
	Área de captación	$Ac = 14$	m^2			

ANEXO B. MODELO DE CÁLCULOS DEL SISTEMA BÁSICO DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA (continuación)

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
5	Demanda acumulada al mes anterior	$Da_{(i-1)}$	m^3	$Dai = Da_{(i-1)} + Di$	Demanda acumulada al mes "i"	m^3
	Demanda del mes	Di	m^3			
6	Oferta acumulada al mes anterior	$Aa_{(i-1)}$	m^3	$Aai = Aa_{(i-1)} + Ai$	Oferta acumulada al mes	m^3
7				$Vi = Aai - Dai$	Volumen del tanque de almacenamiento del mes	m^3
8				$V_{int} = \frac{\left(1 \frac{L}{m^2} * A_c\right)}{1000}$	Volumen del interceptor	m^3

ANEXO C. COSTO DE UN TANQUE DE 5 M³ EN PVC Y EN CONCRETO

Material	Concreto				PVC
	Medida	Unidad	cantidad	Valor (\$)	Valor (\$)
Ladrillo	-	-	400	260.000	-
Cemento	50	Kg	10	210.000	-
Arena	3	m	3	138.000	-
Varilla ½ columna	6	m	4	56.800	-
Varilla para viga	6	m	12	98.400	-
Varilla para fletes	6	m	12	54.000	-
Alambre negro	1	Kg	5	16.000	-
Enchape	20x20	-	8	100.800	-
Pega	25	Kg	2	37.900	-
Malla M-024	V3.5	-	1	25.500	-
Sika - 1	2	Kg	2	25.000	-
Mano de obra	2	Días	-	80.000	-
Adquisición	-	-	-	-	1.680.000
TOTAL				1.102.400	1.680.000

Fuente: Ferretería DIPROCERCO

ANEXO D. CAUDAL DE DISEÑO

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
1	Dotación neta	$d_{neta} = 140$	$L/hab - dia$	$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$	Dotación bruta	$L/hab - dia$
	Porcentaje de pérdidas para el nivel de complejidad bajo	$\%p = 40$		$d_{bruta} = 233$		
2	Número de usuarios	$P = 750$		$Q_{md} = \frac{p * d_{bruta}}{86400}$ $Q_{md} = 2,1$	Caudal medio diario	L/s
3	Coefficiente de consumo máximo diario, para el nivel de complejidad bajo	$k1 = 1,30$		$QMD = Q_{md} * k1$ $QMD = 2,7$	Caudal máximo diario	L/s

ANEXO E. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS ÓPTIMOS DE LAS ETAPAS DE COAGULACIÓN, FLOCULACIÓN Y SEDIMENTACIÓN

Para determinar los parámetros óptimos de las etapas de coagulación, floculación y sedimentación se llevó a cabo en el laboratorio la prueba de jarras siguiendo el procedimiento que se describe en el capítulo 11 del manual I del título "Tratamiento de agua para consumo humano: Plantas de filtración rápida" [12].

Dosis óptima de coagulante.

Inicialmente se determinó la temperatura, el pH y la turbiedad de la muestra de agua cruda. Después se agregaron 2 litros de esta agua a cada uno de los vasos del equipo de jarras.

Partiendo de una solución acuosa de sulfato de aluminio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$) al 1% se tomaron 5 diferentes dosis, las cuales se muestran en la tabla E1, junto con los mililitros de la solución aplicados a cada vaso. Estos últimos fueron calculados mediante la ecuación 1:

$$D * Q = q * C \quad (1)$$

Donde:

D = Dosis de coagulante (mg/L)

Q = Capacidad del vaso (L)

q = Volumen de solución a aplicar (L)

C = Concentración de la solución (mg/L)

Posteriormente se introdujo el volumen de solución, correspondiente a cada dosis, en forma simultánea en cada uno de los vasos mientras se agitaba el agua. A continuación se llevó a cabo la mezcla rápida (100 rpm) durante 1 minuto y seguidamente la floculación a 40 rpm por un periodo de 30 minutos. Terminado este tiempo se apagó el equipo, se retiraron las paletas de cada vaso y se dejó sedimentar el agua durante 15 minutos. Cumplido el tiempo de

sedimentación se procedió a tomar una muestra de cada vaso y se midió la turbiedad remanente.

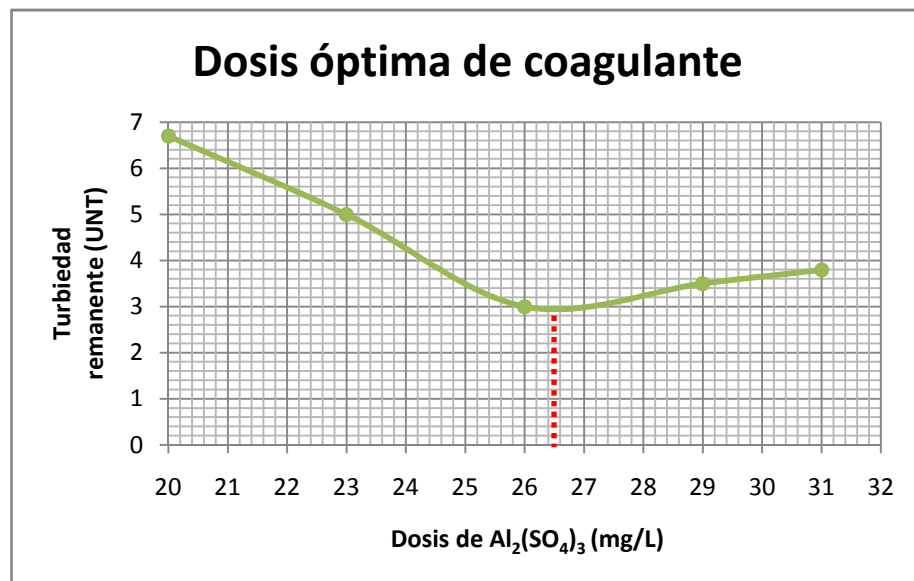
Tabla E1. Turbiedad remanente para las diferentes dosis

Turbiedad inicial (To) 40 UNT		
Dosis (mg/L)	Volumen de solución a aplicar (ml)	Turbiedad Remanente (Tf) (UNT)
20	4	6,7
23	4,6	5
26	5,2	3
29	5,8	3,5
31	6,2	3,8

Fuente: Los autores

Los resultados se graficaron como se ilustra en la figura E1, y se seleccionó como dosis óptima aquella que produjo la menor turbiedad.

Figura E1. Dosis óptima de coagulante



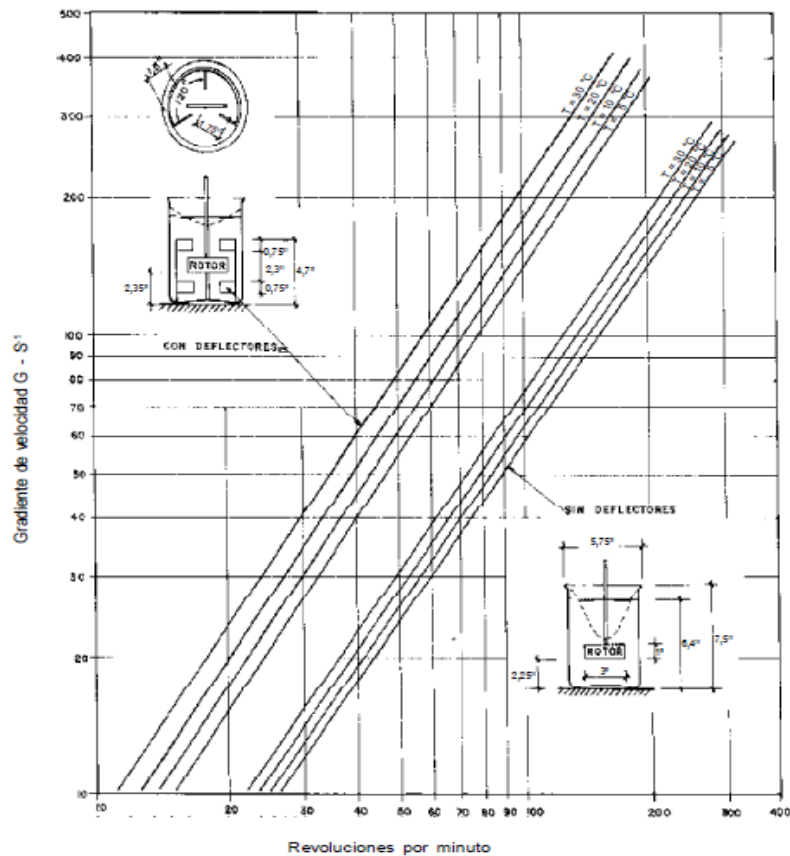
Fuente: Los autores

Gradiente de velocidad (G) y tiempo de retención (T) para la floculación

Para la determinación del gradiente de velocidad y del tiempo de retención se tomó una muestra de agua cruda y se llenaron los 6 vasos del equipo de jarras. Luego se aplicó a cada uno de los vasos la dosis óptima de coagulante mientras se agitaba el agua (100 rpm). Transcurrida la aplicación del

coagulante se realizó la mezcla rápida durante 5 segundos. A continuación se llevó a cabo la floculación ajustando las revoluciones de acuerdo a los gradientes de velocidad seleccionados (ver figura E2). El rango de gradientes óptimos para esta prueba fluctúa entre 80 y 20 s^{-1} . Como la planta diseñada es pequeña se tomaron intervalos de 20 s^{-1} [12]. Luego de iniciada la floculación a los 5 minutos se retiró la primera jarra; después de 10 minutos se retiró la segunda; luego de 15 la tercera y así sucesivamente hasta que a los 30 se retiró la última. Para todas las jarras se dejó sedimentar el agua por 10 minutos y luego se midió la turbiedad remanente.

Figura E2. Gráfico que relaciona el gradiente de velocidad con las revoluciones por minuto de un equipo de prueba de jarras con recipientes de 2 litros. Jarra de sección circular



Fuente: CEPIS/OPS/OMS [12]

Los datos de turbiedad para cada gradiente y tiempo se muestran en la tabla E2.

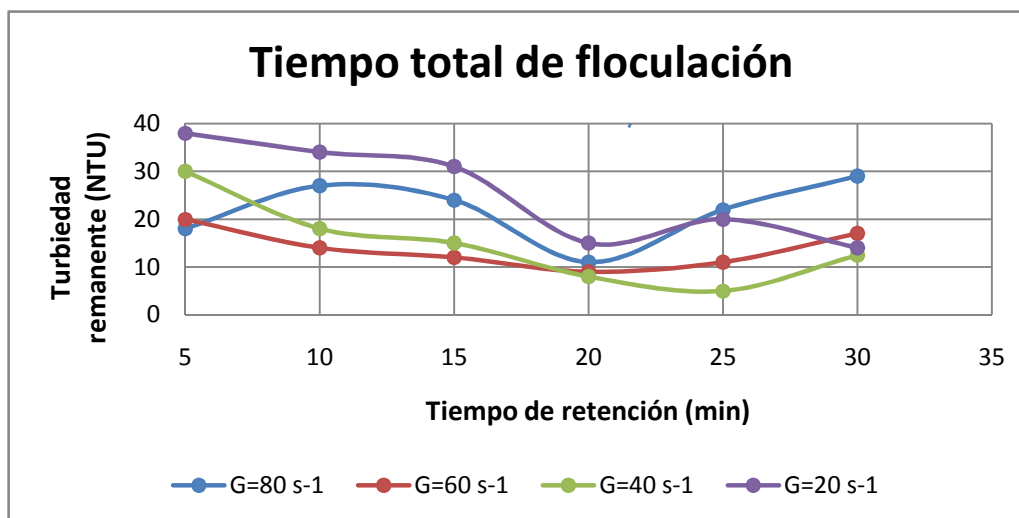
Tabla E2. Turbiedad Remanente para cada gradiente de velocidad y tiempo de retención

Gradientes de velocidad (s ⁻¹)	Tiempos de retención (min)					
	5	10	15	20	25	30
80	18	27	24	11	22	29
60	20	14	12	9	11	17
40	30	18	15	8	5	12,5
20	38	34	31	15	20	14

Fuente: Los autores

Se graficó la turbiedad remanente (Tf) versus el tiempo de retención (T) para cada uno de los gradientes de velocidad (G) (figura E3) y se determinó en este gráfico el tiempo total de floculación correspondiente al punto en que se produce el menor valor de Tf.

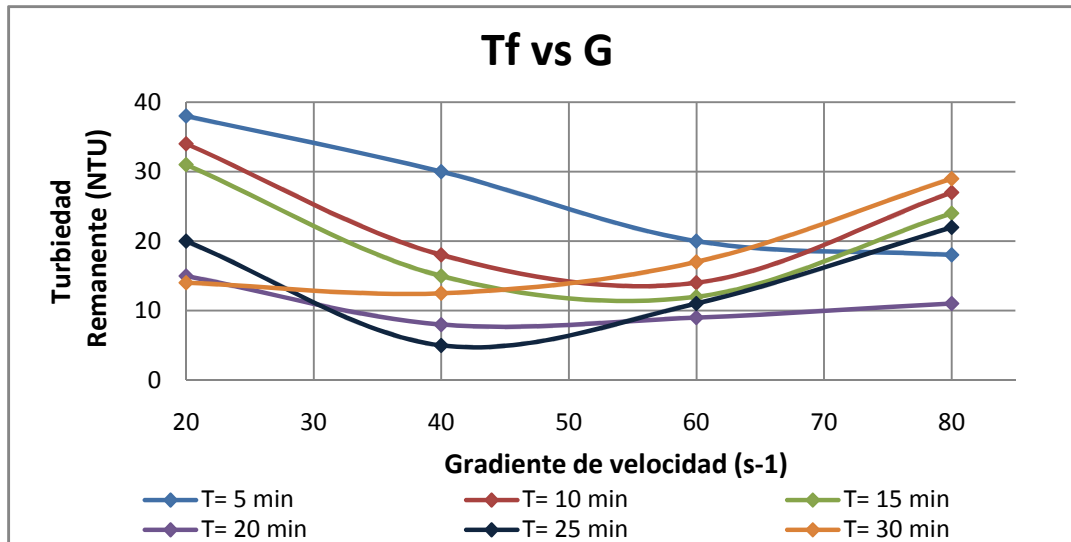
Figura E3. Tiempo total de floculación



Fuente: Los autores

Posteriormente, se graficaron los valores de Tf en las ordenadas y los valores de G en las abscisas para cada tiempo de floculación (figura E4).

Figura E4. Turbiedad remanente versus gradiente de velocidad.



Fuente: Los autores

En cada curva se produjo un punto mínimo, que corresponde al gradiente de velocidad que optimiza con ese tiempo de retención. Estos gradientes se registran en la tabla E3.

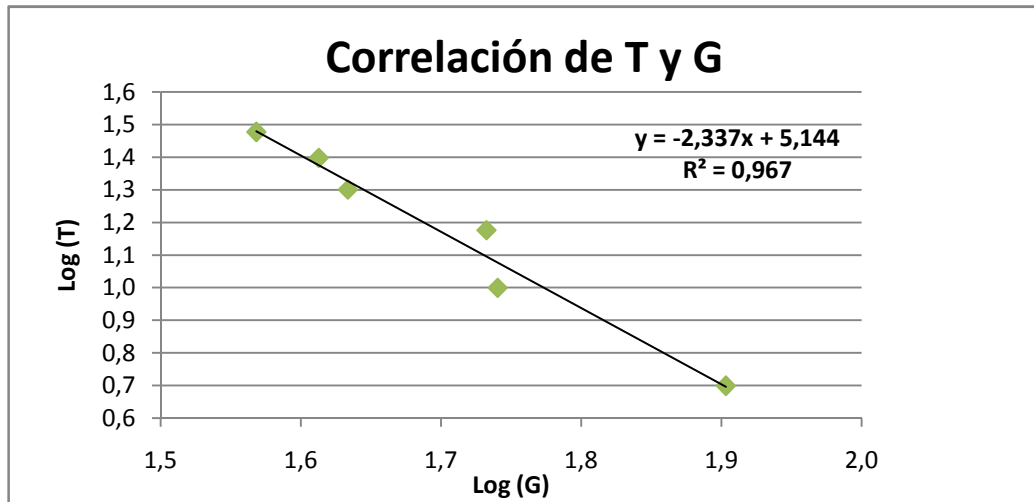
Tabla E3. Gradiente de velocidad óptimo para cada tiempo de retención.

T (min)	Log T	G (s-1)	Log G
5	0,699	80	1,903
10	1,000	55	1,740
15	1,176	54	1,732
20	1,301	43	1,633
25	1,398	41	1,613
30	1,477	37	1,568

Fuente: Los autores

En la figura E5 se graficó Log (T) versus Log (G), utilizando una regresión lineal para el ajuste de los puntos y se determinó la ecuación y el grado de correlación de T y G. Dicha ecuación permitió calcular las constantes n y K del modelo teórico de Villegas y Letterman $GT^n = K$ [12].

Figura E5. Correlación del tiempo de retención y el gradiente de velocidad



Fuente los autores

A continuación se muestra el procedimiento matemático para el cálculo de las constantes del modelo mencionado.

$$y = 5,1448 - 2,3373x \quad (2)$$

$$\text{Log}(T) = a - b\text{Log}(G) \quad (3)$$

$$\text{Log}(G) + \frac{1}{b}\text{Log}(T) = \frac{a}{b} \quad (4)$$

$$G \cdot T^{1/b} = 10^{a/b} \quad (5)$$

Donde:

$$n = \frac{1}{b} = 0,43$$

$$K = 10^{a/b} = 159$$

Obteniéndose:

$$G \cdot T^{0,43} = 159 \quad (6)$$

El tiempo total de floculación determinado en la figura E3 se dividió para el número de tramos (3) que va a tener el floculador y con cada tiempo se determinó el gradiente de velocidad correspondiente mediante la ecuación 6. Véase tabla E4.

Tabla E4. Gradiente de velocidad óptimo para cada tramo

Tramo	Tiempo de retención (min)		Gradiente de velocidad (s-1)
	Parcial	Total	
1	8	8	65
2	8	16	49
3	8	24	41

Fuente: Los autores

Tasa de decantación (q) para la sedimentación

Para la determinación de la tasa de decantación y de la eficiencia remocional se llenaron 5 vasos del equipo de jarras con la muestra de agua y luego se agregó la dosis óptima de coagulante, realizándose la mezcla rápida de acuerdo a lo indicado en la sección anterior (300 rpm y 5 s). Posteriormente se llevó a cabo la floculación con los parámetros óptimos para cada tramo registrados en la tabla E4.

Al finalizar la floculación se extrajo de cada jarra dos muestras a tiempos diferentes como se muestra en la tabla E5. Cada una de estas, fue tomada a una profundidad (h) de 5 cm.

Tabla E5. Tiempo y recipiente de extracción para las muestras en la sedimentación

Nº de Muestra	Jarra	Tiempo (min)
1	1	1
2	2	2
3	3	3
4	4	4
5	5	5
6	1	6
7	2	7
8	3	8
9	4	9
10	5	10

Fuente: Los autores

Se calcularon los valores de la relación Tf/To (Co) y además, la velocidad de sedimentación (Vs) para cada tiempo de toma de muestra, a partir de las ecuación 7.

$$V_s = \frac{h}{t} \quad (7)$$

Estos resultados junto con la turbiedad remanente se registraron en la tabla E6.

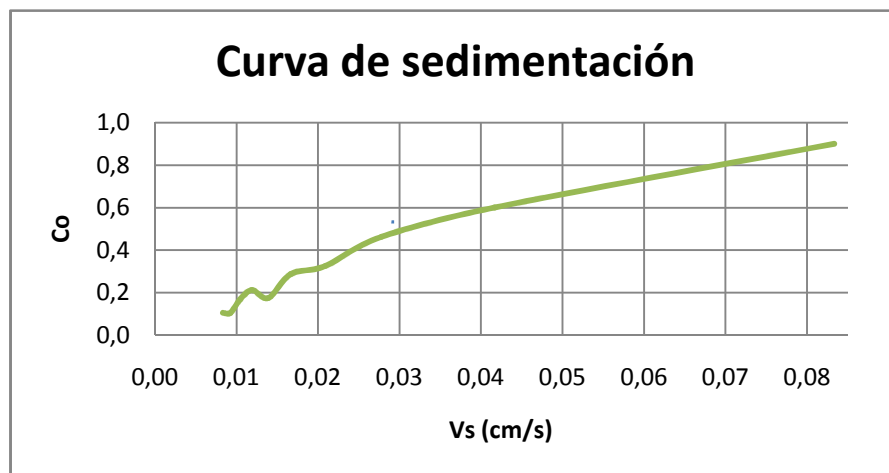
Tabla E6. Resultados del ensayo de decantación

t (s)	Vs (cm/s)	Tf (NTU)	Co = Tf/To
60	0,083	36	0,90
120	0,042	24	0,60
180	0,028	18,5	0,46
240	0,021	13	0,33
300	0,017	11,5	0,29
360	0,014	7	0,18
420	0,012	8,5	0,21
480	0,010	6,7	0,17
540	0,009	4,2	0,11
600	0,008	4,2	0,11

Fuente: Los autores

Graficando Co versus Vs se obtuvo la curva de sedimentación para el agua estudiada (figura E6).

Figura E6. Curva de sedimentación



Fuente: Los autores

En la columna 1 de la tabla E7 se colocó el rango usual de variación de las tasa de decantación de las partículas (20 a 60 m³/m²/día), variándolas de 10 en 10 y con estas se calcularon los valores correspondientes de Vs utilizando la ecuación 8.

$$V_s = \frac{q * 100}{86400} \quad (8)$$

Con los valores de V_s se entró a la curva de sedimentación obtenida en el ensayo y se determinaron los valores correspondientes de C_o . Luego se calculó el porcentaje total de remoción (R_t), la turbiedad removida (T_r) y la turbiedad remanente (T_f), con las ecuaciones 9, 10 y 11 respectivamente.

$$R_t = [1 - (C_o - C_f)] + \frac{(a + V_s)}{2V_s} (C_o - C_f) \quad (9)$$

$$T_r = R_t \times T_o \quad (10)$$

$$T_f = T_o - T_r \quad (11)$$

C_f es la porción de turbiedad que no se removió en el proceso y corresponde al menor valor de C_o , en este caso 0.11, y a es la velocidad en este punto (0.008 cm/s).

Tabla E7. Selección de la tasa de decantación

q ($m^3/m^2/día$)	V_s (cm/s)	C_o	R_t (%)	T_r (UNT)	T_f (UNT)
20	0,023	0,35	92	36,79	3,21
24	0,028	0,46	87	34,95	5,05
30	0,035	0,55	83	33,15	6,85
40	0,046	0,61	79	31,63	8,37
50	0,058	0,71	74	29,55	10,45
60	0,069	0,8	69	27,67	12,33

Fuente: Los autores

La meta de calidad propuesta para el agua de salida del decantador es de 5 UNT, por lo que la tasa de decantación es de $24 m^3/m^2/d$. Como este valor es obtenido en condiciones ideales de laboratorio, fue afectado por un coeficiente de seguridad de 30% y la tasa del proyecto será de $19 m^3/m^2/d$.

ANEXO F. DIMENSIONAMIENTO DEL MEZCLADOR HIDRÁULICO VERTEDERO TRIANGULAR

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
1	Caudal de diseño	$Q = 0,008$	m^3/s	$h = [Q/1,4]^{0,4} \quad h = 0,127$	Altura de la lámina de agua sobre el vertedero	m
2				$L = 2h \quad L = 0,253$	Ancho de la lámina vertiente y ancho del canal	m
3	Ancho del canal $B = L$	$B = 0,507$	m	$q = Q/B \quad q = 0,016$	Caudal unitario promedio	m^3/sxm
4	Aceleración de la gravedad	$g = 9,81$	m/s^2	$h_c = \sqrt[3]{q^2/g} \quad h_c = 0,029$	Altura crítica	m
5	Altura desde el vértice del vertedero hasta el fondo del canal aguas abajo	$P = 1$	m	$h_1 = 1,41h_c / \sqrt{2,56 + P/h_c} \quad h_1 = 0,007$	Altura al inicio del resalto	m
6				$v_1 = q/h_1 \quad v_1 = 2,3$	Velocidad al inicio del resalto	m/s
7				$F_1 = v_1 / \sqrt{gh_1} \quad F_1 = 8,88$	Número de Froude	
8				$h_2 = h_1/2 (\sqrt{1 + 8F_1} - 1) \quad h_2 = 0,026$	Altura después del resalto	m

ANEXO F. DIMENSIONAMIENTO DEL MEZCLADOR HIDRÁULICO VERTEDERO TRIANGULAR (CONTINUACIÓN)

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
9				$v_2 = q/h_2 \quad v_2 = 0,62$	Velocidad final del resalto	m/s
10				$h_p = (h_2 - h_1)^3 / 4h_1h_2 \quad h_p = 0,009$	Perdida de carga en el resalto	m
11				$L_m = 6(h_2 - h_1) \quad L_m = 0,11$	Longitud del resalto	m
12				$L' = 4,3P (h_c/p)^{0,9} \quad L' = 0,18$	Distancia del vertedero a la sección 1	m
13				$v_m = (v_1 + v_2)/2 \quad v_m = 1,46$	Velocidad promedio en el resalto	m/s
14				$T = L_m/v_m \quad T = 0,08$	Tiempo de mezcla	s
15		$\sqrt{r/\mu} = 3115$ $T = 20^\circ\text{C}$		$G = \sqrt{r/\mu} * \sqrt{h_p/T} \quad G = 1089$	Gradiente de velocidad	s^{-1}

ANEXO G. DIMENSIONAMIENTO DEL FLOCULADOR HIDRÁULICO HORIZONTAL

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
1	Caudal de diseño	$Q = 0,008$	m^3/s	$I_1 = v_1 * T_1 * 60$ $I_1 = 72$	Longitud de canales del tramo 1	m
	Tiempo de retención tramo 1	$T_1 = 7,8$	min			
	Velocidad en el tramo 1	$v_1 = 0,155$	m/s			
2				$A_1 = Q/v_1$ $A_1 = 0,05$	Sección de canales del tramo 1	m^2
3	Altura de agua en la unidad	$H = 0,7$	m	$a_1 = A_1/H$ $a_1 = 0,07$	ancho de canales del tramo 1	m
4				$d_1 = 1,5 * a_1$ $d_1 = 0,11$	Ancho de vueltas de tramo 1	m
5	Ancho útil de la lámina de asbesto-cemento corrugada	$b = 0,825$	m	$B = 3b + d_1$ $B = 2,6$	Ancho de la unidad	m
6				$N_1 = I_1/B$ $N_1 = 28$	Número de canales en el tramo 1	
7	Espesor de la lámina de asbesto-cemento corrugada	$e = 0,006$	m	$L_1 = N_1 a_1 + (N_1 - 1)e$ $L_1 = 2,2$	longitud del tramo 1	m

ANEXO G. DIMENSIONAMIENTO DEL FLOCULADOR HIDRÁULICO HORIZONTAL (CONTINUACIÓN)

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
8	Coeficiente de pérdida de carga en las vueltas	$k = 2$		$h_1 = \frac{kv_1^2(N_1 - 1)}{2g} \quad h_1 = 0,07$	Pérdida de carga en las vueltas del tramo 1	m
		$g = 9,81$	$\frac{m}{s^2}$			
9				$P_1 = 2H + a_1 \quad P_1 = 1,47$	Perímetro mojado de las secciones del tramo 1	m
10	Coeficiente de rugosidad	$n = 0,003$		$h_2 = \left(\frac{nv_1}{r^{2/3}}\right)^2 I_1 \quad h_2 = 0,14$	Pérdida de carga en los canales del tramo 1	m
	Radio hidráulico del canal	$r = \frac{A_1}{P_1} = 0,036$	m			
11				$hf_1 = h_1 + h_2 \quad hf_1 = 0,20$	Pérdida de carga total en el tramo 1	m
12		$\sqrt{\frac{r}{\mu}} = 3115$ $T = 20^\circ C$		$G = \sqrt{\frac{r}{\mu}} * \sqrt{\frac{hf_1}{T_1} * 60} \quad G = 65$	Gradiente de velocidad en el tramo 1	s^{-1}

ANEXO H. DIMENSIONAMIENTO DE UN DECANTADOR DE PLACAS PARALELAS

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
1	Separación de las placas en el plano horizontal	$e' = 12$	cm	$d = e' * \text{sen}\theta - e$ $d = 9,79$	Espaciamiento entre las placas	cm
	Espesor de las lonas de vinilo	$e = 0,60$	cm			
	Angulo de inclinación de las placas	$\theta = 60$	$grados$			
2	Longitud del módulo de placas	$l = 1,2$	m	$lu = l - e' \cos\theta \quad lu = 114$	Longitud útil dentro de las placas	cm
				$L = lu/d \quad L = 12$	Longitud relativa del módulo de placas	cm
3	Módulo de eficiencia de las placas	$S = 1$		$f = \frac{(\text{sen}\theta(\text{sen}\theta + L \cos\theta))}{S} \quad f = 5,79$	Coefficiente del módulo de placas	
	Velocidad de sedimentación	$V_s = 2.8 \times 10^{-4}$	m/s	$As = Q/fV_s \quad As = 4,93$	Área superficial de la unidad	m^2
	Caudal de diseño del decantador	$Q = 0,008$	m^3/s			
4	Ancho total neto de la zona de decantación	$B = 4,8$	m	$N = As * \text{sen}\theta / B * d \quad N = 9$	Número de canales formados por las placas	
5				$LT = l \cos\theta + [(N * d) + (N + 1)e] / \text{sen}\theta$ $LT = 1,7$	longitud del decantador	m

ANEXO H. DIMENSIONAMIENTO DE UN DECANTADOR DE PLACAS PARALELAS (CONTINUACIÓN)

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
6				$v_0 = Q / A_s * \text{sen}\theta$ $v_0 = 0,19$	Velocidad media de flujo	$\frac{cm}{s}$
7	Ancho del módulo de placas	$b = 240$	cm	$RH = b * d / 2(b + d)$ $RH = 4,70$	Radio hidráulico del módulo de placas	cm
8	Viscosidad a 20°C	$\nu = 0.010$	cm^2/s	$Nr = 4RH * v_0 / \nu$ $Nr = 352$	Numero de Reynolds	
9				$V_0 = (Nr/8)^{0,5} * V_s$ $V_0 = 0,19$	Velocidad longitudinal máxima	cm/s

ANEXO I. DIMENSIONAMIENTO DE UN FILTRO RÁPIDO CONVENCIONAL

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
1	Caudal	$Q = 691,2$	m^3/dia	$A_T = Q/V_s \quad A_T = 5,8$	Área total de filtración	m^2
	Tasa de filtración	$V_s = 120$	$m^3/m^2 dia$			
2	Número de unidades	$N = 2$		$A_f = A_T/N \quad A_f = 2,9$	Área del filtro	m^2
3	Ecuación para la longitud y el ancho con el mínimo costo [14]	$\frac{a}{b} = \frac{N+1}{2N}$		$b = \sqrt{4 * A_f / 3} \quad b = 1,97$	Longitud de cada filtro	m
				$a = A_f / b \quad a = 1,47$	Ancho de cada filtro	m
5	Altura del soporte de grava	$h_s = 0,45$	m	$h_T = h_s + h_l + h_a$ $h_T = 1,60$	Altura de cada filtro	m
	Altura de la capa de arena	$h_l = 0,45$	m			
	Altura del agua sobre el lecho	$h_a = 0,7$	m			

ANEXO I. DIMENSIONAMIENTO DE UN FILTRO RÁPIDO CONVENCIONAL (CONTINUACIÓN)

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CALCULO	RESULTADOS	UNIDAD
6	Densidad del arena	$\rho_s = 2,65$	g/m^3	$h_f = (1 - \varepsilon) \left(\frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a} \right) h_l$ $h_f = 0,43$	Perdida de carga en la arena	m
	Densidad del agua	$\rho_a = 1,00$	g/m^3			
	altura de la capa de arena	$h_l = 0,45$	m			
	Porosidad de la arena	$\varepsilon = 0,42$				
7	Ancho de la vigueta	$c = 0,30$	m	$N_d = a/c \quad N_d = 5$	Número de viguetas del drenaje	