

**EVALUACIÓN DEL ACUEDUCTO REGIONAL TACON-MUDARRA Y
DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA SUS AGUAS**

**GUSTAVO ADOLFO GAÑAN CATAÑO
CARLOS ANDRES RODRÍGUEZ CEBALLOS**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA QUÍMICA
MANIZALES**

2003

**EVALUACIÓN DEL ACUEDUCTO REGIONAL TACON-MUDARRA Y
DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA SUS AGUAS**

**GUSTAVO ADOLFO GAÑAN CATAÑO
CARLOS ANDRES RODRÍGUEZ CEBALLOS**

Línea de profundización en ingeniería ambiental

**Trabajo de grado modalidad proyecto final para optar al título de:
Ingeniero Químico**

**DIRECTOR
GONZALO MORANTE G.
*Ingeniero químico***

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA QUÍMICA
MANIZALES**

2003

A mis padres:
Principal fuente de motivación, por
todo su constante e incondicional
apoyo,
estímulo y comprensión.

Gustavo

TABLA DE CONTENIDO

	Página
<u>RESUMEN</u>	1
1. <u>INTRODUCCIÓN</u>	2
2. <u>OBJETIVOS</u>	4
3. <u>ANTECEDENTES</u>	5
3.1 <u>Descripción general de la región</u>	5
3.2 <u>Descripción general del sistema de abastecimiento de agua</u>	7
3.3 <u>Administración del acueducto</u>	8
3.4 <u>Normas para agua potable en Colombia</u>	9
3.5 <u>Procesos de purificación del agua</u>	11
3.6 <u>Alternativas para el tratamiento del agua</u>	15
4. <u>EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES FÍSICAS Y TÉCNICAS DE LAS UNIDADES DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO</u>	18
4.1 <u>Inventario y descripción de las unidades existentes</u>	18
4.1.1 <u>Bocatoma</u>	18
4.1.1.1 <u>Zona de aquietamiento</u>	18
4.1.1.2 <u>Dique-toma y rejilla</u>	19
4.1.1.3 <u>Canal de aducción</u>	20
4.1.1.4 <u>Cámara de recolección</u>	21
4.1.2 <u>Desarenador</u>	21
4.1.2.1 <u>Zona de entrada</u>	22
4.1.2.2 <u>Zona de sedimentación</u>	23
4.1.2.3 <u>Almacenamiento de lodos</u>	23

4.1.2.4 <u>Zona de salida</u>	23
4.1.3 <u>Red de conducción</u>	24
4.1.4 <u>Tanque de distribución</u>	24
4.2 <u>Evaluación técnica de las unidades existentes</u>	25
4.2.1 <u>Bocatoma</u>	25
4.2.2 <u>Desarenador</u>	27
4.2.2.1 <u>Evaluación de los parámetros de operación del desarenador</u>	28
5. <u>ENSAYOS DE TRATABILIDAD</u>	31
5.1 <u>Caracterización del agua cruda</u>	31
5.1.1 <u>Técnicas y métodos utilizados</u>	31
5.1.2 <u>Análisis de resultados experimentales</u>	33
5.1.2.1 <u>Físico</u>	33
5.1.2.2 <u>Químico</u>	34
5.1.2.3 <u>Bacteriológico y plaguicidas</u>	36
5.2 <u>Ensayo de jarras</u>	37
5.2.1 <u>Técnicas y métodos utilizados</u>	37
5.2.1.1 <u>Coagulante óptimo</u>	38
5.2.1.2 <u>Dosis óptima de coagulante</u>	39
5.2.1.3 <u>Tiempo y gradiente óptimos de mezcla lenta</u>	39
5.2.1.4 <u>pH óptimo</u>	39
5.2.2 <u>Resultados experimentales</u>	40
5.2.3 <u>Análisis de resultados experimentales</u>	41
5.2.3.1 <u>Coagulante óptimo</u>	41
5.2.3.2 <u>Dosis óptima de coagulante</u>	41
5.2.3.3 <u>Tiempo y gradiente óptimos de mezcla lenta</u>	42
5.2.3.4 <u>pH óptimo</u>	43
6. <u>SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO</u>	44
6.1 <u>Filtración directa descendente</u>	45
6.2 <u>Filtración lenta</u>	47
7. <u>DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO</u>	51

7.1	<u>Período y población de diseño</u>	51
7.2	<u>Dotación bruta</u>	53
7.3	<u>Demanda diaria de diseño</u>	54
7.4	<u>Filtro lento</u>	55
7.4.1	<u>Determinación del área del filtro</u>	55
7.4.2	<u>Características del lecho filtrante</u>	56
7.4.3	<u>Medio de soporte</u>	57
7.4.4	<u>Caja del filtro</u>	58
7.4.5	<u>Estructura de entrada</u>	59
7.4.5.1	<u>Cámara de llegada</u>	60
7.4.5.2	<u>Canal de distribución</u>	61
7.4.5.3	<u>Cámara de entrada</u>	62
7.4.6	<u>Estructura de salida</u>	64
7.4.6.1	<u>Cámara de salida con vertedero de control de nivel mínimo</u>	65
7.4.6.2	<u>Canal de recolección</u>	66
7.4.7	<u>Sistema de drenaje</u>	66
7.4.8	<u>Pérdidas de carga en el filtro</u>	69
7.4.8.1	<u>Pérdidas de carga iniciales</u>	70
7.4.8.1.1	<u>Fricción con las paredes del tanque</u>	70
7.4.8.1.2	<u>Lecho de arena</u>	70
7.4.8.1.3	<u>Lecho de grava</u>	71
7.4.8.1.4	<u>Orificios</u>	72
7.4.8.1.5	<u>Fricción en los laterales</u>	73
7.4.8.1.6	<u>Fricción en el múltiple</u>	75
7.4.8.1.7	<u>Cambio de dirección del flujo</u>	77
7.4.8.1.8	<u>Expansión brusca de flujo a la salida</u>	78
7.4.8.2	<u>Pérdidas por colmatación</u>	78
7.4.9	<u>Operación y mantenimiento</u>	79
7.4.9.1	<u>Puesta fuera de servicio de una unidad del filtro</u>	80
7.4.9.2	<u>Raspado del lecho filtrante</u>	81

7.4.9.3 <u>Lavado de la arena con manguera</u>	81
7.4.9.4 <u>Arranque del filtro</u>	82
7.4.9.5 <u>Rearenamiento del filtro</u>	82
7.4.9.6 <u>Estructuras requeridas</u>	83
7.5 <u>Sistema de desinfección</u>	83
7.5.1 <u>Estimación de la dosis de cloro</u>	86
8. <u>COSTOS GENERALES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO</u>	89
8.1 <u>Filtro lento</u>	89
8.2 <u>Sistema de desinfección</u>	91
9. <u>CONCLUSIONES</u>	93
10. <u>RECOMENDACIONES</u>	95
<u>BIBLIOGRAFIA</u>	98

ANEXOS

ANEXO A. [Resultados experimentales de los ensayos de jarras.](#)

ANEXO B. [Graficas de resultados experimentales de los ensayos de jarras.](#)

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Criterios de calidad organoléptica y física del agua.	9
Cuadro 2. Criterios microbiológicos de calidad del agua.	9
Cuadro 3. Criterios químicos de calidad del agua.	10
Cuadro 4. Criterios para preseleccionar alternativas de tratamiento.	17
Cuadro 5. Comparación entre las alternativas de tratamiento.	50

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. <u>Pruebas in situ primer muestreo.</u>	32
Tabla 2. <u>Pruebas in situ segundo muestreo.</u>	32
Tabla 3. <u>Resultados del análisis físico.</u>	33
Tabla 4. <u>Resultados del análisis químico.</u>	35
Tabla 5. <u>Condiciones iniciales del agua.</u>	40
Tabla 6. <u>Condiciones modificadas del agua.</u>	41
Tabla 7. <u>Usuarios asociados al acueducto Tacón Mudarra por año.</u>	52
Tabla 8. <u>Especificaciones de la capa de soporte.</u>	57
Tabla 9. <u>Especificaciones del sistema de drenaje.</u>	69
Tabla 10. <u>Clasificación de las pérdidas de carga iniciales.</u>	78
Tabla 11. <u>Costos generales de construcción del filtro lento.</u>	90
Tabla 12. <u>Coagulante óptimo.</u>	
Tabla 13. <u>Dosis óptima de coagulante 5 %. Ensayo No 1</u>	
Tabla 14. <u>Dosis óptima de coagulante 5 %. Ensayo No 2</u>	
Tabla 15. <u>Dosis óptima de coagulante 10 %. Ensayo No 1</u>	
Tabla 16. <u>Dosis óptima de coagulante 10 %. Ensayo No 2</u>	
Tabla 17. <u>Gradiente ($18s^{-1}$) y tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 1</u>	
Tabla 18. <u>Gradiente ($18s^{-1}$) y tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 2</u>	
Tabla 19. <u>Gradiente ($32s^{-1}$) y tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 1</u>	
Tabla 20. <u>Gradiente ($32s^{-1}$) y tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 2</u>	
Tabla 21. <u>Gradiente ($38s^{-1}$) y tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 1</u>	
Tabla 22. <u>Gradiente ($38s^{-1}$) y tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 2</u>	
Tabla 23. <u>pH óptimo. Ensayo No 1</u>	
Tabla 24. <u>pH óptimo. Ensayo No 2</u>	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Mapa general del departamento de caldas.	5
Figura 2. Vista superior de la bocatoma.	19
Figura 3. Corte transversal de la bocatoma.	19
Figura 4. Corte longitudinal del desarenador.	22
Figura 5. Tanque de distribución: vista superior y corte transversal.	24
Figura 6. Detalles de la rejilla.	26
Figura 7. Esquema general del sistema de tratamiento propuesto.	51
Figura 8. Esquema general del filtro lento.	55
Figura 9. Dimensiones de la caja del filtro.	56
Figura 10. Altura de la caja del filtro.	58
Figura 11. Estructura de entrada.	59
Figura 12. Corte transversal del canal de distribución.	62
Figura 13. Estructura de salida.	65
Figura 14. Sistema de drenaje.	68
Figura 15. Curva de demanda de cloro.	85
Figura 16. Turbiedad residual Vs Coagulante aplicado. Ensayo No. 1	
Figura 17. Turbiedad residual Vs Coagulante aplicado. Ensayo No. 2	
Figura 18. Color residual Vs Coagulante aplicado. Ensayo No 1	
Figura 19. Color residual Vs Coagulante aplicado. Ensayo No 2	
Figura 20. Turbiedad residual Vs Dosis de coagulante. Ensayo No. 1	
Figura 21. Turbiedad residual Vs Dosis de coagulante. Ensayo No. 2	
Figura 22. Color residual Vs Dosis de coagulante. Ensayo No 1	
Figura 23. Color residual Vs Dosis de coagulante. Ensayo No 2	
Figura 24. Turbiedad residual Vs Tiempo mezcla lenta. Ensayo No. 1	
Figura 25. Turbiedad residual Vs Tiempo mezcla lenta. Ensayo No. 2	

Figura 26. [Color residual Vs Tiempo mezcla lenta. Ensayo No. 1](#)

Figura 27. [Color residual Vs Tiempo mezcla lenta. Ensayo No. 2](#)

Figura 28. [Turbiedad residual Vs pHo. Ensayo No. 1](#)

Figura 29. [Turbiedad residual Vs pHo. Ensayo No. 2](#)

Figura 30. [Color residual Vs pHo. Ensayo No. 1](#)

Figura 31. [Color residual Vs pHo. Ensayo No. 2](#)



**UNIVERSIDAD
NACIONAL DE
COLOMBIA
SEDE MANIZALES**

BIBLIOTECA ALFONSO CALVAJAL ESCOBAR

Resumen de Trabajo de Grado

CARRERA		INGENIERIA QUÍMICA
1^{er} Apellido: GAÑAN	2^{do} Apellido: CATAÑO	Nombre: GUSTAVO ADOLFO
1^{er} Apellido: RODRIGUEZ	2^{do} Apellido: CEBALLOS	Nombre: CARLOS ANDRES
TITULO DEL TRABAJO: EVALUACIÓN DEL ACUEDUCTO REGIONAL TACON-MUDARRA Y DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA SUS AGUAS		
NOMBRE DEL DIRECTOR DEL TRABAJO: Ing. GONZALO MORANTE G		
<p style="text-align: center;">RESUMEN DEL CONTENIDO</p> <p>En este trabajo se realizó una evaluación física y técnica de las unidades que hacen parte del acueducto Tacón-Mudarra, ubicado en la zona rural de Supia (Caldas). Asimismo, se determinó la calidad de las aguas crudas que surten el sistema de abastecimiento (Quebrada Rapado), comparando los resultados de las caracterizaciones realizadas, con los valores definidos en el decreto 475 de 1998.</p> <p>Se efectuaron los respectivos ensayos de tratabilidad sobre las aguas crudas, se eligió el sistema de tratamiento más eficiente teniendo muy presente la situación socioeconómica de la comunidad servida.</p> <p>Se realizó el diseño y dimensionamiento completo del sistema de tratamiento adoptado, con un análisis general de costos, además se plantearon las reformas requeridas al sistema de abastecimiento actual, para garantizar una operación adecuada y un buen desempeño del sistema de tratamiento a implantar.</p>		
<p style="text-align: center;">SUMMARY</p> <p>The development and implementation of effective and economically viable alternatives to treat storm-water drainage must become a priority in our country, with the aim to guarantee high-quality drinking water to all the population.</p> <p>The municipality of Supia, in the Department of Caldas, Colombia, counts on an adequate coverage both in the urban and in the rural zones; however, some of the existing water purvey systems have completed their span of life and are not in optimal conditions, which according to present regulations, do not guarantee a service of quality, especially in the rural zones. This is the case of Tacón Mudarra aqueduct which services seven (7) villages.</p> <p>Taken into account the facts mentioned above, this study aims at evaluating the quality of water, the physical and technical conditions of the aqueduct and at designing the water treatment system.</p> <p>Consequently, the corresponding treatability trials of raw waters were carried out, the most effective alternative, taking into account the socioeconomic situation of the community, was selected; the design and complete sizing of the water treatment system to be adopted were made, as well as the general cost analysis. Besides, the reforms required by the present structure to guarantee an adequate performance of the water treatment system to be adopted were stated.</p>		
KEYWORDS: slow sand filtration, design, water treatment system		

1. INTRODUCCIÓN

Desde un principio, el estado se ha encargado solamente por brindar a las comunidades rurales el acceso al recurso agua en cantidad sin tener en cuenta la calidad de las aguas que se han de consumir. Los acueductos rurales han sido muy descuidados por el estado llegando al punto de que son las mismas comunidades las únicas encargadas de administrar los sistemas de abastecimiento de agua.

Un niño recién nacido en cualquier aldea rural carente de los servicios básicos de agua potable enfrenta un futuro incierto. Entre las causas principales están las enfermedades diarreicas y parasitarias, lógicamente atribuibles a las pésimas condiciones ambientales, escasez y consumo de agua contaminada.

“Las deposiciones fecales al aire libre son práctica común, lo cual hace disponible abundante materia orgánica que provee nutrientes, humedad y calor aprovechables para la incubación de infinidad de bacterias, virus, protozoarios o huevos de organismos perjudiciales al hombre incluyendo la mosca, insecto que se encarga de proveer una de las vías más expeditas hacia nuevos huéspedes al trasladar estos organismos hacia los alimentos sobre los cuales se posa.

Otros parásitos que medran en las heces son capaces de penetrar la piel que entra en contacto con suelo contaminado. Al ser ingeridas las heces por animales comestibles como el cerdo se establece medios adicionales de transmisión de enfermedades.

Finalmente al ser arrastradas las heces por la lluvia constituyen una de las mayores fuentes de contaminación de los cursos de agua.”¹

Siendo uno de los redactores del presente proyecto oriundo de Supia (Caldas), fue posible tener conocimiento de un problema que aqueja a la comunidad rural que se sirve de las aguas provenientes del “acueducto regional Tacón-Mudarra”. El agua destinada para el consumo de la población presenta en algunas ocasiones un muy mal aspecto (muy turbia o coloreada), característica que se ve acrecentada en épocas de invierno, dicha particularidad genera en los pobladores muchas dudas e incertidumbre al momento de observar las aguas dispuestas para su consumo, pero, debido a la necesidad y como es costumbre, el agua es simplemente hervida antes de utilizarla en la preparación de alimentos y bebidas.

Al indagarse un poco sobre el tema y distinguirse el simple tratamiento dado a las aguas crudas que surten el sistema de abastecimiento de la región, se reconocieron las insuficientes garantías que presentan las aguas provenientes de este acueducto. Siendo muy conscientes de los graves problemas que puede implicar para una comunidad el consumo de un agua de mala calidad, surgió el interés personal de aportar todos los conocimientos adquiridos sobre esta materia, para mejorar la calidad del agua y con ello el nivel de vida de la comunidad veredal de Supia (Caldas) beneficiada por el “acueducto regional Tacón-Mudarra”.

¹ Cepis - acueducto rural Honduras. <http://www.cepis.ops-oms.org>

2. OBJETIVOS

Objetivo general

Evaluar la calidad de las aguas y las condiciones del acueducto regional Tacón-Mudarra, ubicado en el área rural de Supia (Caldas) y realizar el diseño de un sistema de tratamiento para sus aguas.

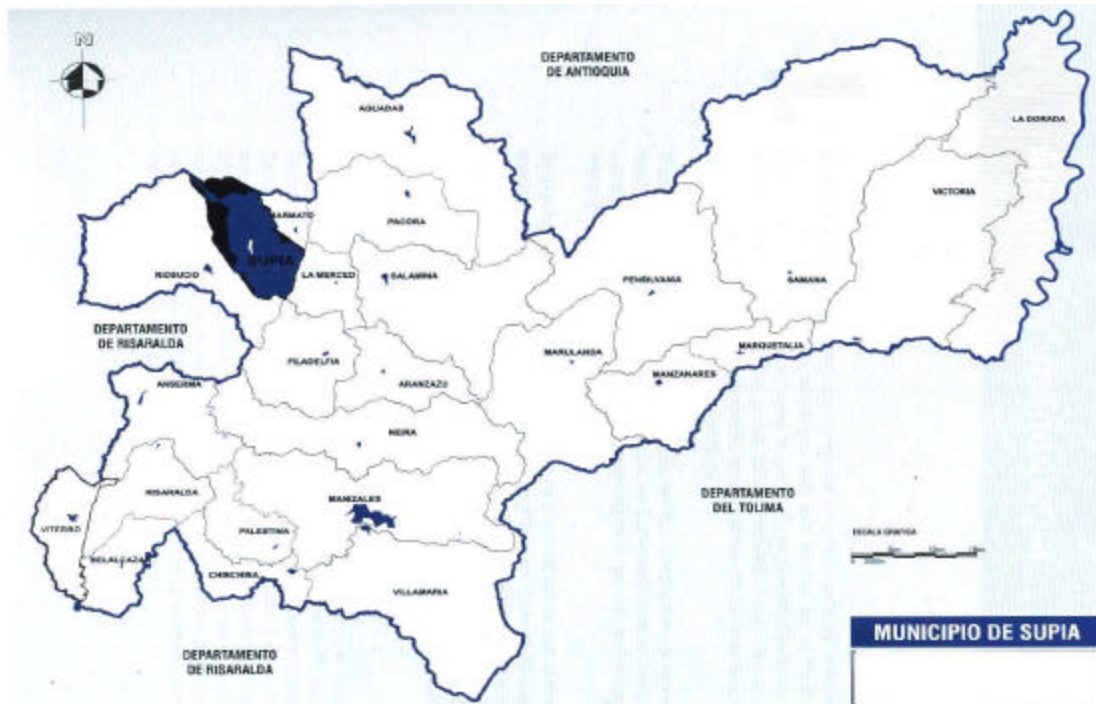
Objetivos específicos

- Evaluar las condiciones físicas y técnicas de las unidades del sistema de abastecimiento de agua que existen actualmente.
- Evaluar la calidad de las aguas crudas que surten el sistema de abastecimiento según las especificaciones dadas por decreto 475 / 98 para agua potable y con base en los resultados obtenidos, seleccionar la alternativa de tratamiento más adecuada.
- Elaborar el diseño de las unidades que conforman el sistema de tratamiento a proponer con base en reformas a las unidades existentes.

3. ANTECEDENTES

3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA REGIÓN

Figura 1. Mapa general del departamento de Caldas



El municipio de Supía se encuentra localizado al noroeste del departamento de Caldas, sobre la margen occidental del río Cauca, en el pie de monte de la Cordillera Occidental con coordenadas 5° 28' latitud norte, 75° 39'' longitud oeste.

Limita al norte con el municipio de Caramanta (Antioquia), al sur con la merced, al oriente con los municipios de Marmato y la Merced y al occidente con Riosucio.

La cabecera municipal se encuentra localizada próxima al río Supía en el fondo del valle del mismo nombre a 1183 m.s.n.m. con una temperatura promedio de 22 °C, con una precipitación anual de 1962 mm. y distante 117 Km. de Manizales por la vía de Anserma y 78 Km. por la vía a Irra.

Según el último censo del DANE, efectuado el 30 Junio del 2002, Supia cuenta con una comunidad en el área urbana de 12357 habitantes y 12486 en el área rural.

El “acueducto regional Tacón-Mudarra”, cubre actualmente siete veredas pertenecientes del municipio de Supia como lo son: Caracolí, Alto Cabuyal, Bajo Cabuyal, La Pava, Alto Obispo, Las Vegas, Mudarra. No todas las viviendas de las veredas se encuentran asociadas al acueducto pues, algunas viviendas disponen de pequeñas fuentes de agua propias (“nacimientos”) de los cuales se abastecen para su consumo y para realizar las demás actividades que requieran.

La fuente de agua superficial que abastece el acueducto la constituye la quebrada Rapado. La microcuenca de donde surge la quebrada Rapado abarca un área de 12 hectáreas y se encuentra ubicada en la vereda “Alto San Francisco” (al norte del municipio de Supia). Pertenece a la cuenca del río Supia.

La microcuenca se encuentra reforestada y distribuída de la siguiente forma: Bosque natural 20 %, Bosques plantados 5 %, pastizales 20 %, guadua 5 %, cultivos 50 %.

La fuente de agua (quebrada Rapado) se encuentra protegida por medio de “líneas amarillas”, que consisten simplemente en alambres de púas instalados a lado y lado de la quebrada, los cuales impiden el acceso libre a la misma por parte de personas u animales domésticos.

El acueducto recorre una zona cuyas alturas oscilan aproximadamente entre los 1000 y 1800 m.s.n.m. y la temperatura se encuentra entre los 24 y 18 °C respectivamente.

En la parte alta de la microcuenca se encuentran grandes cultivos de café, plátano y muchos pastizales en donde se desarrolla la actividad ganadera en menor medida. En la parte baja de la microcuenca predominan los cultivos de caña de azúcar.

El clima de la zona puede clasificarse como seco. La precipitación anual en la zona puede variar entre los 1000 y 3000 mm promedio.

3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Todo el sistema de distribución del agua es por gravedad.

La captación de las aguas se realiza por medio de una bocatoma de fondo ubicada sobre la quebrada Rapado (vereda Alto San Francisco) a una altura de 1794 m.s.n.m.

Las aguas son conducidas desde la bocatoma hacia un tanque desarenador (volumen aproximado, 72 m³) ubicado a una altura de 1790 m.s.n.m., posteriormente las aguas se conducen hasta un tanque de distribución (volumen aproximado, 75 m³), situado a una altura de 1695 m.s.n.m.

La conducción de las aguas desde la bocatoma hasta el tanque de distribución se da a través de dos tuberías de hierro galvanizado (4 pulg. de diámetro). La tubería de conducción presenta una longitud aproximada de 2 Km con una pendiente de 0.05.

El acueducto dispone de dos líneas principales de distribución; en un principio ambas líneas eran utilizadas para la conducción de las aguas hasta todas las viviendas de las veredas beneficiadas del acueducto. Desde hace algunos años, una de estas líneas no se encuentra operando, debido a que algunas veredas que inicialmente estaban asociadas al acueducto, han encontrado otras fuentes de abastecimiento u otros acueductos de los cuales pueden acceder con más comodidad al recurso.

Actualmente se encuentra operando una línea principal de distribución, entre la cual se encuentran ubicados dos tanques quiebra presión y al final de la línea se encuentra instalado un tanque de almacenamiento (volumen aproximado, 72 m³) a una altura de 1286 m.s.n.m

La distancia aproximada desde el tanque de distribución hasta el tanque de almacenamiento es de 5.5 Km con una pendiente de 0.074.

El acueducto no dispone de instrumento alguno que permita realizar el más mínimo análisis al agua.

No se tiene referencia de estudios previos sobre la fuente de agua (quebrada Rapado) de este acueducto ni existen registros históricos de caudales o caracterizaciones del afluente.

3.3 ADMINISTRACIÓN DEL ACUEDUCTO

El acueducto es administrado a través de la “junta del acueducto”, la cual es la encargada de resolver todos los problemas que se presenten en el acueducto y autorizar la utilización de los fondos que se requieran para efectuar alguna reparación u obra a realizar, para mejorar las condiciones del sistema de abastecimiento. La “junta” la conforman un tesorero, fiscal, secretario, vicepresidente y presidente.

El fontanero es la persona encargada de realizar el mantenimiento de las unidades existentes y de vigilar constantemente que el sistema este operando adecuadamente y este llegando agua a todas las viviendas asociadas al acueducto.

3.4 NORMAS PARA AGUA POTABLE EN COLOMBIA

El decreto número 475 del 10 de marzo de 1998, el Ministerio de Salud, expide las normas técnicas de calidad del agua potable, que rigen para todo el territorio nacional y que deben cumplirse en cualquier punto de la red de distribución de un sistema de suministro de agua potable. Según este Decreto, los criterios organolépticos y físicos de la calidad del agua potable son los siguientes:

Cuadro 1. Criterios de calidad organoléptica y física del agua

<i>Característica</i>	<i>Expresada en</i>	<i>Valor admisible</i>
Color verdadero	Unidades de Platino Cobalto	< 15
Olor y sabor		Aceptable
Turbiedad	Unidades nefelométricas de turbidez (NTU)	< 5
Sólidos totales	Mg/l	< 500

Conductividad	Micromhos/cm	50 – 100
Sustancias flotantes		Ausentes

Cuadro 2. Criterios microbiológicos de calidad del agua

<i>Técnica utilizada</i> <i>Microorganismos indicadores</i>	<i>Filtración por</i> <i>membrana</i>	<i>Sustrato definido</i>
Coliformes totales	0 UFC / 100 cm ³	0 microorganismos / 100 cm ³
Escherichia Coli	0 UFC / 100 cm ³	0 microorganismos / 100 cm ³

La concentración de plaguicidas en agua para consumo humano debe ser menor a 0.001 mg/l.

Cuadro 3. Criterios químicos de calidad del agua

<i>Característica</i>	<i>Expresada en</i>	<i>Valor admisible</i>	<i>Característica</i>	<i>Expresada en</i>	<i>Valor admisible</i>
Aluminio	Al	0.2	Plomo	Pb	0.01
Antimonio	Sb	0.005	Selenio	Se	0.01
Arsénico	As	0.01	Sustancias activas al azul de metileno	ABS	0.5
Bario	Ba	0.5	Grasas y Aceites		Ausentes
Boro	B	0.3	Trihalometanos totales	THMs	0.1
Cadmio	Cd	0.003	Calcio	Ca	60
Cianuro libre y disociable	CN ⁻	0.05	Acidez	CaCO ₃	50
Cianuro total	CN ⁻	0.1	Hidróxidos	CaCO ₃	<LD
Cloroformo	CHCl ₃	0.03	Alcalinidad total	CaCO ₃	100
Cobre	Cu	1.0	Cloruros	Cl ⁻	250
Cromo Hexavalente	Cr ⁻⁵	0.01	Dureza total	CaCO ₃	160
Fenoles totales	Fenol	0.001	Hierro total	Fe	0.3

Mercurio	Hg	0.001	Magnesio	Mg	36
Molibdeno	Mo	0.07	Manganeso	Mn	0.1
Níquel	Ni	0.02	Sulfatos	SO ₄ ⁻²	250
Nitritos	NO ₂	0.1	Zinc	ZN	5
Nitratos	NO ₃	10	Fluoruros	F ⁻	1.2
Plata	Ag	0.01	Fosfatos	PO ₄ ⁻³	0.2

LD = Límite de detección del método analítico. Valor admisible en mg/l

3.5 PROCESOS DE PURIFICACIÓN DEL AGUA

Siguiendo los procedimientos señalados en la literatura [6], en un sistema convencional de purificación del agua se siguen los siguientes procesos:

Tratamiento preliminar

Cribado: Remoción de desechos grandes que pueden obstruir o dañar los equipos de la planta.

Pretratamiento químico: Remoción eventual de algas y otros elementos acuáticos que pueden causar color, olor y sabor en el agua.

Presedimentación: Remoción de grava, arena, limo y otros materiales sedimentables.

Tratamiento principal

Aireación: Es el proceso mediante el cual el agua es puesta en contacto íntimo con el aire con el propósito de modificar la concentración de sustancias volátiles en el agua.

Las funciones más importantes de la aireación:

- Transferir oxígeno al agua para aumentar el OD.
- Disminuir la concentración de CO₂.
- Disminuir la concentración de H₂S.
- Remoción de gases como metano.
- Oxidar hierro y manganeso.
- Remover compuestos orgánicos volátiles.
- Remover sustancias volátiles productoras de olores y sabores.

La aireación puede llevarse a cabo por métodos muy diversos. Se ha encontrado que el más eficaz consiste en usar aspersores por medio de los cuales el agua se pulveriza en la atmósfera, hasta formar una neblina o gotas muy pequeñas. Otro método consiste en descargar el agua por una tubería elevada que la lleve a una serie de bandejas de las que caiga el agua a través de pequeños agujeros o derramándose por los bordes. Otro método consiste en forzar el paso de aire comprimido dentro del agua que se va a tratar.

Coagulación: Se refiere a la desestabilización de las partículas suspendidas, o sea la neutralización de las fuerzas que mantienen separadas las partículas. Básicamente consiste en una serie de reacciones químicas entre los coagulantes, la superficie de las partículas, la alcalinidad del agua y el agua misma. La coagulación comienza en el mismo instante en que se agregan los coagulantes al agua y dura solamente fracciones de segundo.

La mezcla del coagulante debe realizarse mediante turbulencia provocada por medios hidráulicos o mecánicos, incluyendo: resaltos hidráulicos en canales, canaletas parshall, vertederos rectangulares, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras, chorros químicos y tanques con equipo de mezcla rápida. En los mezcladores hidráulicos la mezcla es unificada como resultado de la turbulencia que existe en el régimen de flujo; en los mecánicos la mezcla es inducida a través de impulsores rotatorios del tipo hélice turbina.

Los coagulantes se pueden clasificar en dos grupos: los coagulantes metálicos, los polielectrolitos o ayudantes de coagulación.

Los polielectrolitos son compuestos orgánicos que pueden ser obtenidos en forma natural o sintetizados. La ventaja principal que presentan los polielectrolitos naturales sobre los sintéticos es su baja toxicidad. Existen muchos polielectrolitos sintéticos cuya toxicidad es alta, por lo cual pueden causar graves daños a la salud y por lo tanto no es recomendable utilizarlos en plantas de tratamiento de aguas.

Los coagulantes más utilizados en tratamiento de aguas son los coagulantes metálicos, de los cuales existen tres tipos: sales de aluminio, sales de hierro y compuestos varios.

Las sales de hierro tienen su ventaja sobre las sales de aluminio en algunos casos, porque forman un floc más pesado y de mayor velocidad de asentamiento y porque pueden trabajar con un rango de pH mucho más amplio. Por tanto, se usan cuando el sulfato de aluminio (coagulante más ampliamente utilizado) no produce una coagulación adecuada y resulta económico aumentar el peso del floc para incrementar la eficiencia entre ellos. La sal de hierro más conocida es el cloruro férrico.

Floculación: Fenómeno por el cual las partículas ya desestabilizadas chocan unas con otras para formar coágulos mayores o flocs. La floculación tiene como propósito principal, promover el contacto entre las partículas y obtener flocs con un peso específico muy superior al del agua, que permita que las partículas se sedimenten con rapidez.

La floculación requiere de una mezcla lenta y puede efectuarse mecánicamente (usando rotores de paletas) o hidráulicamente (aprovechando el movimiento del agua). Los floculadores hidráulicos más comunes son los de flujo horizontal y los de flujo vertical. En general los floculadores hidráulicos, con una velocidad de flujo apropiada y un número adecuado de deflectores, proveen la intensidad de mezcla necesaria para que se de una floculación efectiva. En los floculadores mecánicos se introduce potencia al agua, para lo cual se requiere de agitadores mecánicos, los cuales brindan un mezclador lento. El

tipo de agitador mecánico más utilizado es el de paletas ya sea de eje horizontal o vertical, los cuales imparten cierta turbulencia al agua, así como de turbulencia interna.

Sedimentación: Operación por la cual se remueven las partículas sólidas de una suspensión por la fuerza de la gravedad.

Existen diferentes tipos de sedimentación según el tipo y la concentración de sólidos o partículas en suspensión:

Sedimentación tipo I: Se refiere a la remoción de partículas discretas no floculentas de una suspensión diluída. Este tipo de sedimentación es la que se presenta en un desarenador, puesto que este tiene como función retener las partículas suspendidas en el agua recién captada y sin habersele adicionado previamente algún coagulante.

Sedimentación tipo II: Sedimentación de sólidos o partículas floculentas, las cuales son aglomerables y al descender se adhieren o aglutinan entre sí cambiando de tamaño, forma y peso específico durante la caída.

Sedimentación tipo III: Proceso de sedimentación de suspensiones de concentración intermedia de material floculento, en las cuales se presenta un asentamiento interferido debido a la cercanía entre las partículas.

Sedimentación tipo IV: Ocurre cuando la concentración aumenta a un valor en que las partículas están en contacto físico unas con otras y el peso de ellas es sostenido parcialmente por la masa compactada.

Filtración: Es la remoción del materia suspendido compuesto de flocs, suelo, metales oxidados y microorganismos. El propósito principal de la filtración es remover turbiedad e impedir la interferencia de la turbiedad con la desinfección, al proveer protección a los microorganismos de la acción del desinfectante. Aunque cerca del 90 % de la turbiedad y el color son removidos por la coagulación y la sedimentación, una cierta cantidad de floc

pasa por el tanque de sedimentación y requiere su remoción, por ello, para lograr la clarificación final se usa la filtración a través de medios porosos; generalmente dichos medios son arena o arena y antracita.

El mecanismo por el cual un filtro retiene y remueve el material suspendido es el resultado de la acción conjunta de diferentes acciones físicas, químicas y biológicas ocurrentes en el filtro con mayor o menor intensidad según el tipo de filtro y la calidad del agua a filtrar.

Desinfección: Es el exterminio de organismos patógenos, a través de métodos físicos y químicos. La desinfección química ofrece mayores posibilidades de éxito que la desinfección física.

Los desinfectantes del agua deben poseer las siguientes propiedades:

- Destruir los organismos patógenos que se pueden introducir en las aguas.
- No deben ser tóxicos al hombre ni a los animales, ni de sabor desagradable.
- Costos razonables, seguros y fáciles de almacenar, transportar, manipular y aplicar.
- Su concentración en el agua tratada debe ser determinable con facilidad y rapidez.
- Persistir en el agua desinfectada con la concentración suficiente para proporcionar una protección residual razonable.

Desinfectantes químicos: halógenos, ozono y otros oxidantes como permanganato de potasio y peróxido de hidrógeno

Desinfectantes físicos: calor y rayos ultravioletas.

3.6 ALTERNATIVAS PARA EL TRATAMIENTO DEL AGUA

El método a utilizar como tratamiento depende básicamente de las características del agua cruda. No existe un problema típico de diseño de un sistema de tratamiento o purificación. En la práctica, los proyectos varían desde una pequeña adición a un sistema existente hasta el diseño de un sistema completo. El diseño de una planta de tratamiento eficiente y económica requiere un estudio de ingeniería cuidadoso basado en la calidad de la fuente y en la selección apropiada de los procesos y operaciones de tratamiento más adecuados y económicos para producir la calidad requerida. Como no existe una norma o fórmula que permita determinar el tipo de planta requerida para tratar un agua, es necesario realizar los estudios de tratabilidad respectivos.

En el *cuadro 4* se indican las recomendaciones a seguir en cuanto al número de procesos involucrados de acuerdo a la calidad de la fuente ²

(To = turbiedad del agua cruda, Co = color en el agua cruda, C.F.= coliformes fecales)

En todos los casos el desarenador y la cámara de rejillas forman parte de la captación y el proceso de poscloración está sobreentendido.

² CEPIS. Programa Regional para la Promoción del Uso de Tecnologías Apropriadas en Saneamiento Básico. <http://www.cepis.ops-oms.org>

Cuadro 4. Criterios para preseleccionar alternativas de tratamiento

<i>Alternativas</i>	<i>90% Del Tiempo</i>	<i>80% Del Tiempo</i>	<i>Esporádicamente</i>
Filtración rápida completa: mezcla rápida, floculación, decantación y filtración rápida.	To < 1000 NTU Co < 150 UC C.F. < 600/100 ml	To < 300 NTU Co < 70 UC	Si To max > 15000 NTU, Añadir presedimentador. Si C.F. > 600/100 ml, añadir precloración.
Filtración directa descendente: mezcla rápida y filtración descendente.	To < 30 NTU Co < 40 UC Algas < 100 mg/m ³ CF < 500/100 ml	To < 20 NTU	To max. < 50 NTU
Filtración directa ascendente: mezcla rápida y filtración ascendente.	To < 100 NTU Co < 60 UC	To < 50 NTU	To max. < 200 NTU Co max. < 100 UC
Filtración directa ascendente – descendente	To < 250 NTU Co < 60 UC	To < 150 NTU	To max. < 400 NTU. Co max. < 100 UC
Filtro Lento (FL) solamente	To < 50 NTU Co < 50 UC CF < 10 ⁴ / 100 ml	To < 20 NTU Co < 40 UC	To max < 100 NTU
FL + prefiltro de grava (PG)	To < 100 NTU Co < 60 UC CF < 10 ⁴ / 100 ml	To < 60 NTU Co < 40 UC	To max < 150 NTU
FL + PG + sedimentador (S)	To < 300 NTU Co < 60 UC CF < 10 ⁴ / 100 ml	To < 200 NTU Co < 40 UC	To max < 500 NTU
FL + PG + S + Presedimentador	To < 500 NTU Co < 60 UC CF < 10 ⁴ / 100 ml	To < 200 NTU Co < 40 UC	To max < 1000 NTU

4. EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES FÍSICAS Y TÉCNICAS DE LAS UNIDADES DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

4.1 INVENTARIO Y DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES EXISTENTES

4.1.1 Bocatoma

Para la captación de las aguas se dispone de una bocatoma de fondo con dos contracciones laterales, las cuales tienen un grosor de pared de 0.25 m. Toda la estructura física de la bocatoma está construida en concreto reforzado y se observa en buen estado.

Entre los muros laterales contractantes y previo a la presa existe una zona de quietamiento o embalse donde se represan las aguas. Antes de pasar a la presa las aguas deben pasar sobre un vertedero; la cresta del vertedero se encuentra 30 cm por encima de la cota del fondo del río en la zona de quietamiento.

La zona de quietamiento dispone de una tubería de desagüe. La rejilla y el canal de aducción tienen la misma longitud.

4.1.1.1 Zona de quietamiento

Dimensiones:

- Largo: 3.05 m.
- Ancho: 2.4 m.
- Profundidad: 0.3 m.

Grosor de los muros: 0.5 m.

Altura de los muros: 0.75 m

Figura 2. Vista superior de la bocatoma

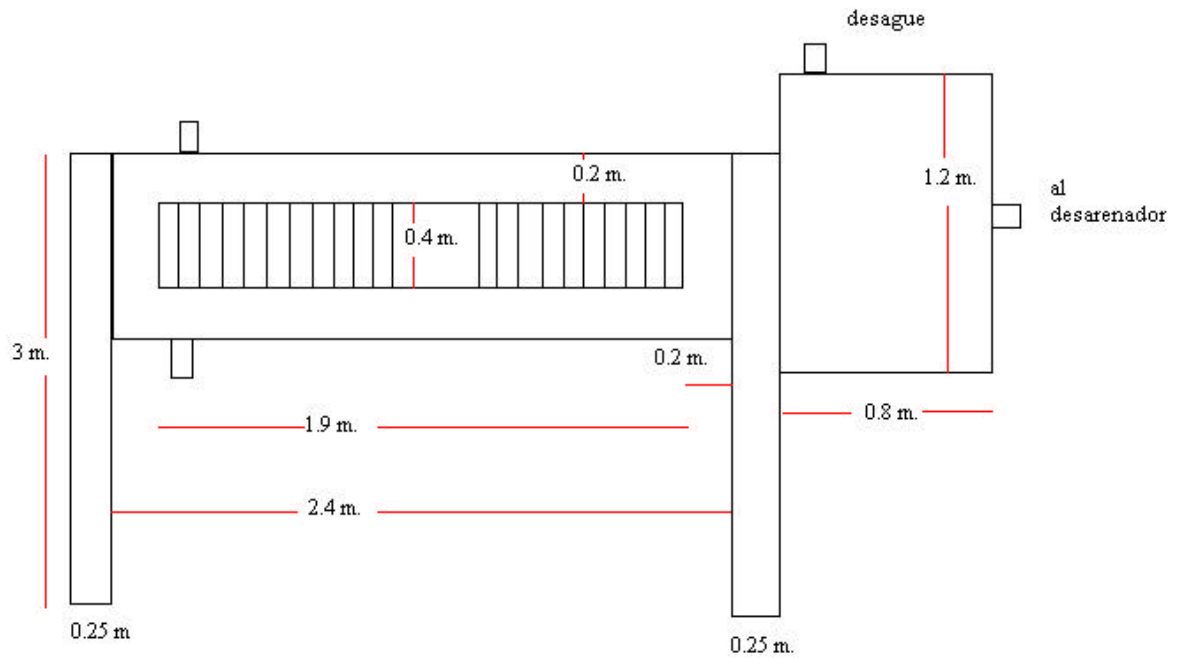
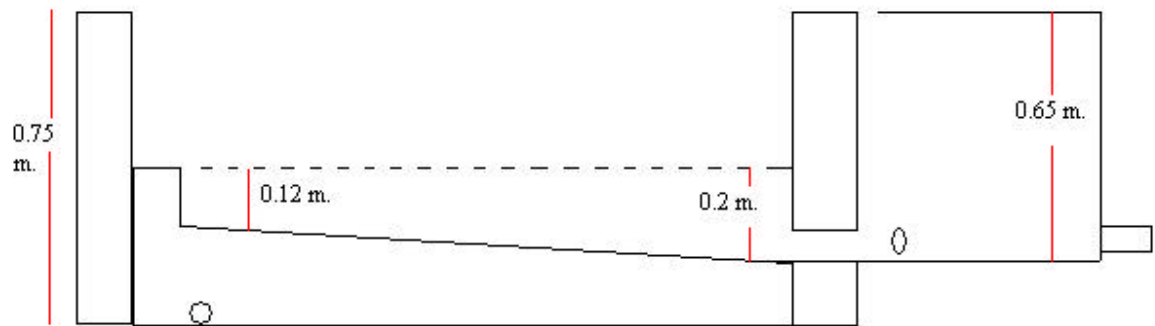


Figura 3. Corte transversal de la bocatoma



4.1.1.2 Dique- toma y rejilla

Dimensiones

- Longitud del dique: 2.4
- Ancho de la rejilla: 0.4 m.
- Angulo de inclinación de la rejilla (aprox.): 9.7°

La rejilla de la bocatoma no dispone de todos los barrotes metálicos sobre el marco, y en lugar de los faltantes han sido instalados unos palos de madera que tratan de suplir su falta.

Los palos se encuentran deteriorados por el paso continuo del agua a través de ellos y pueden ser despedazados fácilmente por el material sólido que arrastra la quebrada como algunas rocas que a menudo se desprenden desde la parte alta del cerro Tacón, por tanto existe un gran riesgo de obstrucción de la bocatoma.

La rejilla esta dividida en tres partes, cada parte de 0.6 m, actualmente solo existe una de estas, la cual tiene unos barrotes de $\frac{1}{2}$ pulgada con un espacio entre estos de 0.0142 m, en total son 23 barrotes. El resto son palos de madera cuyo diámetro oscila entre 0.03 y 0.04 m y su espaciamiento es irregular.

Dimensiones de la rejilla:

- Longitud : 1.87 m
- Ancho de la rejilla: 0.4 m.
- Diámetro de los barrotes (b): $\frac{1}{2}$ in.
- Numero de barrotes : 23
- Espacio entre barrotes (a): 0.014 m.
- Numero de palos que reemplazan los barrotes faltantes: 12
- Diámetro promedio de los palos: 0.04 m

4.1.1.3 Canal de aducción

Dimensiones:

- Largo: 1.87 m.
- Ancho: 0.33 m.

Sección del canal rectangular

- Profundidad del canal entrada: 0.12 m. desde la rejilla (cota aguas arriba).
- Profundidad del canal salida: 0.2 m. desde la rejilla (cota aguas abajo).
- Angulo de inclinación (aprox.): 2.54°.

4.1.1.4 Cámara de recolección

Dimensiones:

- Ancho: 0.8 m.
- Largo: 1.2 m.
- Profundidad: 0.65 m.

La cámara no cuenta con vertedero de excesos, de tal forma que todo el caudal captado a través de la rejilla es conducido hacia el desarenador a través de dos tuberías de hierro galvanizado (diámetro: 4 pulg.). También se dispone de una tubería de desagüe para efectuar el mantenimiento.

El mantenimiento de la bocatoma se realiza normalmente una vez por semana pero en época de invierno se hace más a menudo dependiendo de su intensidad.

4.1.2 Desarenador

Es un tanque de sedimentación convencional de tipo rectangular, se encuentra construido en concreto reforzado y está semienterrado. Se encuentra parcialmente abierto al aire libre por medio de ciertas aberturas que posee en la parte superior, por una de estas se accede fácilmente al interior del tanque para realizar el mantenimiento. No presenta una cámara de aquietamiento ni un vertedero de excesos a la entrada. En la parte superior del tanque se encuentra instalada una tubería por la que se evacua el exceso de caudal a medida que el nivel de agua en el tanque supera el límite máximo de operación.

Las paredes internas del tanque se observan muy desgastadas y las externas un poco agrietadas. En la parte inferior de la unidad se encuentra una tubería que permite el desagüe y no cuenta con una válvula apropiada para su control durante el lavado.

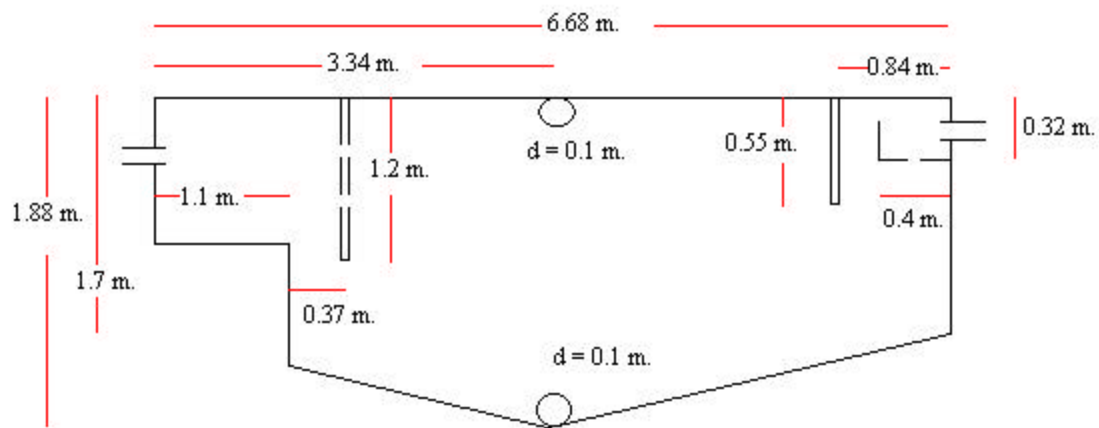
Dimensiones totales:

- Largo = 6.68 m
- Ancho = 1.5 m
- Profundidad = 1.7 m

Volumen total aproximado = 17 m³

El registro total de todas las medidas del desarenador se encuentra en el siguiente esquema:

Figura 4. Corte longitudinal del desarenador



4.1.2.1 Zona de entrada

Aunque el desarenador no dispone de una cámara de quietamiento, se produce una disipación de energía de velocidad del agua, debido a la ampliación de la sección con respecto a la tubería de entrada. La estructura de entrada comprende hasta una pantalla ubicada a 1.1 m de la longitud total del desarenador (aproximadamente). La pantalla

dispuesta obliga a las líneas de flujo a descender rápidamente de manera que se sedimente el material más grueso inicialmente.

4.1.2.2 Zona de sedimentación

Se dispone de esta zona para la sedimentación de las partículas restantes y es aquí donde se cumple en rigor con las leyes de sedimentación. La profundidad útil de sedimentación es de 1.7 m.

4.1.2.3 Almacenamiento de lodos

Comprende el volumen entre la cota de profundidad útil en la zona de sedimentación y el fondo del tanque, este valor es de 0.18 m. La longitud del fondo del tanque se extiende hasta la pared del canal de recolección. El fondo tiene pendientes longitudinales y transversales que se dirigen hacia la tubería de lavado.

4.1.2.4 Zona de salida

La estructura de salida presenta un diseño irregular. Constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección. La irregularidad radica en que la longitud de la zona de almacenamiento de lodos va hasta la pared del canal de recolección y no hasta el vertedero de salida.

La cresta del vertedero de salida se encuentra aproximadamente a 0.55 m de la cota del fondo del canal de recolección. Para pasar de la zona de sedimentación al canal de recolección, las aguas pueden pasar a través de un orificio (diámetro, 0.07 m) dispuesto en el fondo del canal de recolección y la mayor parte de ellas pasa a través del vertedero de salida.

El mantenimiento al desarenador se hace normalmente cada quince días aunque, como para la bocatoma, el intervalo de tiempo entre cada mantenimiento depende del estado climático.

4.1.3 Red de conducción

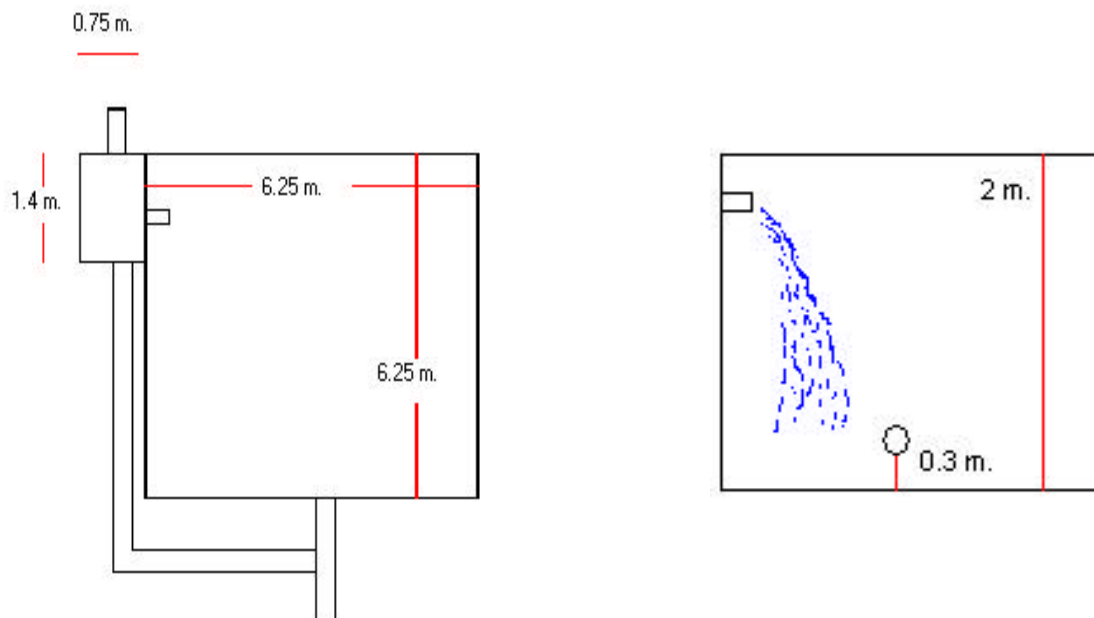
La conforman 2 tuberías de hierro galvanizado con igual diámetro (4 pulg.). En general, las tuberías se aprecian muy desgastadas y oxidadas. Algunos tramos han tenido que ser reemplazados por tuberías de PVC debido a roturas producidas por piedras que se desprenden de la parte alta del cerro Tacón. La tubería se encuentra enterrada en la mayoría de los tramos, pero en otros se encuentra colgante y sostenida por algunas sencillas estructuras metálicas (algunos sectores muy pendientes).

4.1.4 Tanque de distribución

Antes de ingresar al tanque de distribución, las aguas llegan a una pequeña cámara de entrada donde se disipa el exceso de energía de velocidad con que llegan hasta este punto. La cámara se encuentra cubierta por una tapa que se puede correr con facilidad.

Figura 5. Tanque de distribución

Vista superior y corte transversal



Este tanque tiene ventilación en la parte superior por medio de algunas tuberías con boca hacia abajo. Está construido en concreto reforzado y presenta muchas deficiencias en su estructura. Las paredes internas del tanque se observan muy desgastadas.

Para acceder al interior del tanque para realizar el mantenimiento se dispone de una abertura en la parte superior que se encuentra normalmente tapada, pero puede ser abierta en cualquier momento por cualquier persona.

Dimensiones

- Largo = 6 m
- Ancho = 6 m
- Profundidad = 2 m

Volumen total aproximado = 72 m³

El mantenimiento se hace cada dos meses.

4.2 EVALUACIÓN TÉCNICA DE LAS UNIDADES EXISTENTES

4.2.1 Bocatoma

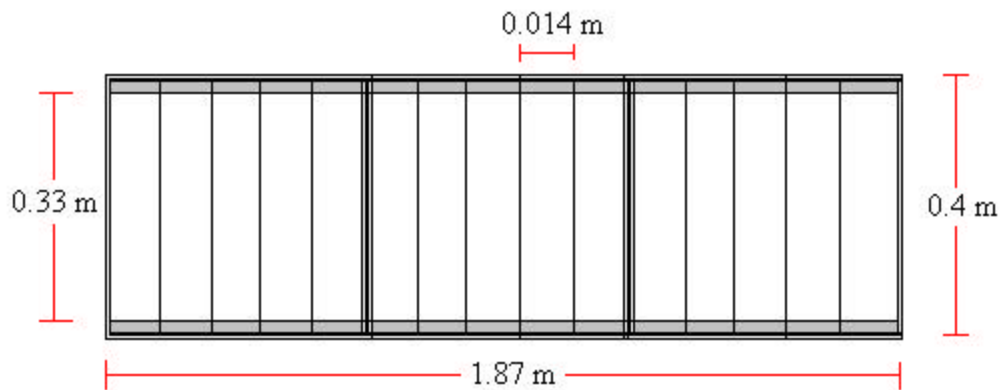
En general la estructura de captación dispone de todos los elementos que hacen parte de una bocatoma de fondo convencional, aunque es completamente vulnerable a la introducción de cualquier material sólido arrastrado por la quebrada, debido a que los barrotes de madera dispuestos sobre la rejilla no permanecen en buen estado.

Las dimensiones de la rejilla (1.9 m * 0.4 m), cumplen con los parámetros recomendados que indican una longitud y un ancho mínimos de 0.7 m y 0.4 m, apropiados para facilitar la operación de limpieza y mantenimiento

El primer ajuste que se debe realizar es instalar nuevamente las dos partes faltantes de la rejilla metálica, de tal manera que se reemplacen los palos de madera dispuestos sobre esta. La rejilla tendrá las siguientes características:

- Ancho de la rejilla = 0.4 m
- Ancho del canal de aducción (**B**) = 0.33 m
- Numero total de barrotes: 69
- Diámetro de los barrotes (**b**): ½ in.
- Espacio entre barrotes (**a**): 0.014 m.
- Número de espacios (**N**): 70

Figura 6. Detalles de la rejilla



Se debe tener en cuenta que el ancho del canal de aducción es menor que el ancho de la rejilla, por tanto el área neta será:

$$\text{Área neta rejilla} = a \cdot B \cdot N \quad \text{ec. (1)}$$

$$A_{\text{neta}} = 0.328 \text{ m}^2$$

$$\text{Área total rejilla} = (a+b) \cdot B \cdot N \quad \text{ec. (2)}$$

$$A_{\text{total}} = 0.620 \text{ m}^2$$

El canal de aducción presenta una inclinación con una pendiente de 4.4%, que sobrepasa levemente el valor dado por la literatura que oscila entre 1% a 4%. Esta pendiente no puede ser muy alta porque conlleva al arrastre de material sólido y aumenta el riesgo de abrasión, de igual forma no puede ser muy leve porque impide el flujo normal del agua hacia la cámara de recolección.

La evaluación técnica de la bocatoma y el desarenador se hizo con base en los criterios de diseño encontrados en la literatura” [10].

4.2.2 Desarenador

El desarenador no cumple con todas las características técnicas recomendadas en el diseño. Si bien la estructura de entrada logra una disminución del exceso de energía que trae la corriente, no garantiza una distribución uniforme de las líneas de flujo en la zona de sedimentación.

La relación largo / ancho es de 4.45: 1, lo cual se encuentra dentro de lo sugerido por la teoría que va desde 3:1 hasta 5:1.

La profundidad útil de sedimentación (1.7 m), se encuentra dentro del rango sugerido en la teoría, los cuales se encuentran entre 1.5 m como mínimo y 4.5 m como máximo.

El ángulo de inclinación longitudinal aproximado del fondo del tanque es de 2.6° con una pendiente de 4.5 % con lo cual se cumple también con los valores dados por la teoría que se encuentran entre 1% y 8%.

4.2.2.1 Evaluación de los parámetros de operación del desarenador

Esta unidad recibe normalmente 22 l/s provenientes de la bocatoma (siempre y cuando no este obstruida) y devuelve al río 7 l/s por la tubería de excesos; solo en épocas de extremo verano no se presenta rebose, lo que implica un suministro casi constante de 15 l / s al tanque de distribución.

Determinación del tiempo de residencia del agua dentro del desarenador:

El periodo de retención hidráulica, t :

$$t = \frac{V}{Q} \quad \text{ec. (3)}$$

Donde:

V = volumen del desarenador = 16.77 m³.

Q = caudal afluente = 15 l/s.

t = 18 min.

Según la teoría, el periodo de retención hidráulico debe estar comprendido entre 0.5 y 4 horas, por tanto el valor actual está por debajo del valor mínimo recomendado.

El área superficial de sedimentación, A_s , viene dada por:

$$A_s = B * L \quad \text{ec. (4)}$$

Donde:

B = ancho = 1.5 m

L = longitud útil de sedimentación.

= longitud total desarenador (6.68 m) – longitud plataforma de entrada (1.1 m) = 5.58

m

$$A_s = 8.37 \text{ m}^2$$

La velocidad crítica de sedimentación, V_o , representa la velocidad de la partícula más pequeña a remover y se da así:

$$V_o = \frac{Q}{As} \quad \text{ec. (5)}$$

$$V_o = 0.0018 \text{ m/s} = 155.52 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d.}$$

Según la teoría, la carga hidráulica superficial es igual a V_o y debe encontrarse entre 15 y 80 $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d.}$, por tanto, el desarenador está operando con una carga superficial superior a la máxima recomendada. El tiempo, t_o , que tarda la partícula crítica en ser removida es:

$$t_o = \frac{H}{V_o} \quad \text{ec. (6)}$$

Donde:

H = profundidad útil de sedimentación = 1.7 m

t_o = 16 min.

El desarenador remueve principalmente partículas de arena fina con un diámetro de partícula supuesto de 0.25 mm., las cuales tendrán una velocidad de sedimentación que viene dada por la ecuación de Hazen y Stokes:

$$V_s = \frac{g}{18} \frac{(r_s - r)}{\mu} d^2 \quad \text{ec. (7)}$$

Donde:

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

g = aceleración de la gravedad (981 cm/s^2 aprox.)

r_s = peso específico de la partícula, donde la arena tiene un valor teórico de 2.65

r = peso específico del fluido, donde el agua tiene un valor de 1.

μ = viscosidad cinemática del fluido a 18 °C = 0.01059 cm^2/s

$$V_s = 0.053 \text{ m / s}$$

Siendo la velocidad de sedimentación, V_s , mucho mayor que la velocidad crítica de sedimentación, V_o , (0.0018 m/s), entonces, todas las partículas de arena de diámetro 0.25 mm, serán removidas.

El tiempo que tardará una partícula en llegar al fondo viene dado por la relación:

$$t = \frac{H}{V_s} \quad \text{ec. (8)}$$

$$t = 32 \text{ s.}$$

La velocidad horizontal será:

$$V_h = \frac{Q}{W} \quad \text{ec. (9)}$$

Donde:

$$W = B (1.5 \text{ m}) * H (1.7 \text{ m}) = 2.55 \text{ m}^2$$

$$V_h = 0.0058 \text{ m/s}$$

Teóricamente, la velocidad horizontal máxima es 20 V_s , por tanto, para un velocidad de sedimentación de 0.053 m/s, la velocidad horizontal máxima alcanzada en el desarenador será de igual a 1.06 m/s.

La velocidad de resuspensión viene dada por la siguiente ecuación:

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} g (\mathbf{r}_s - \mathbf{r}) d} \quad \text{ec. (10)}$$

Donde:

$$f = 0.03$$

$$k = 0.04$$

$$d = 0.00025 \text{ m}$$

$$V_r = 0.208 \text{ m/s}$$

Encontrándose la velocidad horizontal entre 0.0058 m/s y 1.06 m/s, es posible que se este presentando la resuspensión de algunas partículas.

5. ENSAYOS DE TRATABILIDAD

5.1 CARACTERIZACIÓN DEL AGUA CRUDA

5.1.1 Técnicas y métodos utilizados

Se realizaron dos muestreos, uno en época de invierno y el otro en verano. Se tomaron muestras puntuales cada hora durante seis horas consecutivas, posteriormente se tomo la misma cantidad de cada una para unificarlas y obtener una muestra más representativa para los análisis fisicoquímicos. Se tomaron muestras independientes y puntuales para los análisis bacteriológicos y de plaguicidas.

Los muestreos se hicieron siguiendo los lineamientos para la toma, preservación y transporte de muestras de agua señalados por el ministerio de salud.

El primer muestreo (época de invierno) se hizo el 24 de abril del 2003 en un lapso de fuertes lluvias en la zona. Este se realizó a la entrada del tanque de distribución y duró desde las 7:00 a.m. hasta la 1:00 p.m.

El segundo muestreo se realizó el 20 de agosto de 2003 en una época donde el verano no se presentó con total intensidad y se alternó con esporádicos aguaceros. Se realizó durante el mismo intervalo de tiempo que el primer muestreo.

El caudal que ingresa al sistema a través de la bocatoma fue medido durante el primer muestreo, a la entrada del tanque de distribución y para el segundo muestreo, se tomó a la entrada del desarenador. En ambos casos se aplicó el método volumétrico.

Los datos tomados durante los muestreos se reportan en las siguientes tablas:

Tabla No 1 Pruebas in situ 1^{er} Muestreo

Hora	Caudal (l/s)	pH
7:00	10.6	6.23
8:00	10.8	6.22
9:00	11.12	6.20
10:00	11.03	6.14
11:00	10.8	6.20
12:00	11.0	6.21

Temperatura: 18 °C

Tabla No 2 Pruebas in situ 2^{do} Muestreo

Hora	Caudal (l/s)	pH
7:00	16	6.46
8:00	15.8	6.50
9:00	13.0	6.48
10:00	14.6	6.43
11:00	14.8	6.51
12:00	15.4	6.48

Temperatura: 16 °C

El primer muestreo se realizó a la entrada del tanque de distribución debido a que el acceso hasta la bocatoma se tornó muy difícil a causa de fuertes lluvias presentadas los

días anteriores al muestreo; por otra parte, las aguas captadas reciben solamente un tratamiento primario en el desarenador y solo las propiedades físicas se pudiesen ver modificadas apreciablemente; las características químicas y microbiológicas de las aguas dispuestas para el consumo serán prácticamente iguales a las de las aguas crudas.

Se observa una diferencia entre los valores reportados de caudal, debido seguramente al taponamiento de la bocatoma desde los días anteriores al primer muestreo.

En la planeación del segundo muestreo se tuvo en cuenta esta posibilidad, por tanto se optó por realizarlo en la bocatoma y medir el caudal que va hacia el tanque de distribución, tomando primeramente el caudal que ingresa y se rebosa del desarenador, para luego obtener la diferencia entre estos y conocer el caudal máximo que ingresa al tanque de distribución.

5.1.2 Análisis de resultados experimentales

5.1.2.1 Físico

Tabla No 3 Resultados del análisis físico

Parámetro evaluado	1er Muestreo	2do Muestreo
pH	6.56	6.23
Turbidez (NTU)	1.4	1.2
Color real (UPt-Co)	0.0	5.65
Sólidos totales (mg/l)	62	39
Sólidos sedimentables (ml/l*h)	< 0.1	< 0.1

Los informes completos de los resultados experimentales entregados por las instituciones a las que se encargaron los análisis de laboratorio, se presentan en el ANEXO A.

Todos los parámetros físicos evaluados arrojaron valores que se encuentran dentro de los límites recomendados para agua potable establecidos en el decreto 475 de 1998³.

La temperatura y el pH presentaron valores promedio de 17 ° C y 6.35, respectivamente; es importante resaltar que la existencia de la mayor parte de la vida biológica existe en un rango de pH entre 5 y 9. Por otra parte el agua no presentó en ningún momento olor ni sabor, parámetros cualitativos determinados organolépticamente.

Los valores reportados de color y turbidez, los cuales son indicadores importantes para establecer alternativas de tratamiento, indicaron baja presencia de partículas suspendidas y material coloidal. Del hecho de que el color real registrado para el primer muestreo sea cero, se concluye que los sólidos contenidos en el agua se debieron casi por completo a la presencia de partículas disueltas. En el segundo muestreo se presentó un incremento en el color (5.65 UPt-Co), aunque este valor sigue estando muy por debajo del límite máximo (15 UPt-Co), recomendado por el decreto 475 para agua potable. La turbidez encontrada en las aguas para el primer muestreo resultó ser muy baja (1.4 NTU), si se tiene en cuenta que este fue realizado en una época de invierno, mientras que el valor hallado del segundo, fue un poco menor y muy cercano al del primero (1.2 NTU).

La concentración de sólidos totales encontrados en el primer muestreo (62 mg/l), fue mayor que para el segundo (39 mg/l), aunque estos valores siguen siendo bajos. Fue despreciable la presencia de sólidos sedimentables (≤ 0.1 ml/L*h) para ambos muestreos, hecho que ratifica la poca presencia de material suspendido.

5.1.2.2 Químico

En general, casi la totalidad de los parámetros químicos evaluados, presentaron valores que se encuentran dentro de los límites recomendados para agua potable según el decreto

³ Ver Cuadro No 1

475 de 1998⁴. Los parámetros que cumplen con las normas establecidas son: pH, Oxígeno disuelto, turbidez, acidez, alcalinidad, dureza, cloruros, color real, nitratos, nitritos, manganeso, plomo, mercurio.

Tabla No 4 Resultados del análisis químico

Parámetro evaluado	1er Muestreo	2do Muestreo
Oxígeno disuelto (mg/l)	7.49	7.46
Alcalinidad (mg CaCO ₃ /l)	16.43	16.37
Acidez (mg CaCO ₃ /l)	2.77	2.31
Nitrógeno amoniacal (mg NH ₃ /l)	0.0	0.33
Nitrógeno total (mg N/l)	38.32	0.64
Nitratos (mg NO ₃ /l)	0.27	0.15
Nitritos (mg NO ₂ /l)	0.0	0.0
Dureza total (mg CaCO ₃ /l)	20	12.80
Cloruros (mg/l)	1.0	0.92
Hierro (mg/l)	0.51	0.55

Los valores encontrados en ambos muestreos para oxígeno disuelto, demuestran una buena calidad del agua (concentración promedio de 7.48 mg/l); este valor supera de lejos el valor mínimo estipulado en el RAS (4 mg/l), para conferir a una fuente de agua superficial, el carácter de aceptable.

En el primer muestreo se encontró una nula presencia de nitrógeno amoniacal, lo que quiere decir que todo el nitrógeno presente se hallaba en forma orgánica (38.32 mg N/l). Para el segundo muestreo, se encontraron valores muy bajos de nitrógeno orgánico (0.31 mg N/l) y amoniacal (0.33 mg NH₃/L), los cuales son características de una mínima polución en la aguas. La ausencia de nitritos denota aún más la buena calidad del agua pues, así este en bajas concentraciones, se constituyen en un gran riesgo para la población

⁴ Ver Cuadro No 2

infantil y son altamente tóxicos para muchos peces y especies acuáticas. La concentración de nitratos en la fuente (valor promedio, 0.21 mg NO₃/l) está muy por debajo del valor límite máximo de 45 mg/l que genera fatales consecuencias sobre los infantes debido a que se puede reducir a nitritos en el estomago de los niños y de esta forma unirse a la hemoglobina de la sangre llevando a la reducción en la transferencia de oxígeno a nivel celular y ocasionando la mortal enfermedad denominada “metahemoglobinemia”.

Un parámetro que merece especial atención es la dureza, debido a que puede llevar a desmejorar notablemente las condiciones de la red de conducción, ya que un agua muy blanda corroe fuertemente y un agua muy dura genera incrustaciones en la tubería, además pueden provocar un aumento continuo de metales en el agua (es importante recordar que la tubería de conducción es de hierro galvanizado, material demasiado susceptible a la corrosión.). El valor promedio reportado de dureza (16,4 mg CaCO₃/l) indica que se trata de un agua blanda, este valor sumado a la edad de la tubería de conducción da una idea del estado en que se encuentra la misma y ponen en riesgo la calidad del agua.

La baja concentración de alcalinidad (valor promedio, 16.45 mg CaCO₃/l), le confiere al agua una baja capacidad para neutralizar ácidos y teniendo presente el valor promedio de pH (6.35), se concluye que su presencia es debida solamente a bicarbonatos.

La prueba de metales resulta muy importante porque altas concentraciones de los mismos constituyen un enorme riesgo para la salud de la comunidad. De los metales pesados evaluados, el único que sobrepasó el límite máximo de concentración (0.3 mg/l) establecido por el decreto 475 de 1998, fue el hierro con un valor promedio 0.53 mg/l, esto puede deberse al origen de aguas provenientes desde una gran profundidad.

5.1.2.3 Bacteriológico y plaguicidas

Los análisis bacteriológicos indicaron la ausencia de coliformes totales y fecales en las aguas durante el primer muestreo pero, para el segundo se detectó su presencia con un valor de 3200 UFC/100 ml.

Según el decreto 475 de 1998, las aguas para consumo humano no deben contener ninguna clase de microorganismos patógenos. No se detectó presencia de plaguicidas.

5.2 ENSAYO DE JARRAS

5.2.1 Técnicas y métodos utilizados

De igual manera que para los análisis fisicoquímicos y microbiológicos, se tomaron muestras de agua para cada ensayo durante cada muestreo, respectivamente.

Para el desarrollo del ensayo se utilizaron los siguientes equipos:

- Equipo para ensayo de jarras Philipps & Bird Stirrer model 7790-400, compuesto por:
 - Motor de velocidad variable que permite el movimiento de seis paletas ubicadas sobre ejes verticales.
 - Tacómetro para indicar el número de revoluciones por minuto (0 a 300).
 - Sistema de iluminación localizado en la parte inferior sobre la que se disponen los vasos de precipitados.
 - Vasos de precipitados (6) de 2000 ml en vidrio de 18 cm de alto.
- Material para dosificar el coagulante y para extraer muestras.
- Turbidímetro HACH 2.100 A.
- pH metro Handylab I Schott
- Espectrofotómetro Bausch & Lomb Spectronic 21
- Cronómetro.

Debido a la gran dificultad para acceder hasta el punto del muestreo y la distancia de este hasta la carretera principal, solo fue posible transportar una cantidad total de agua cruda

no superior a *100 L*, el cual no fue suficiente para la evaluación de todos los parámetros planteados inicialmente a desarrollar para el ensayo de jarras.

Se excluyeron los análisis de los siguientes parámetros:

- Velocidad de sedimentación
- Tiempo y gradiente óptimo de mezcla rápida

Los parámetros determinados durante el ensayo fueron:

- Coagulante óptimo
- Concentración de la solución y dosis óptima de coagulante
- Tiempo y gradiente de mezcla lenta

Para todo el ensayo se trabajó con los siguientes valores de mezcla rápida como óptimos, los cuales fueron adoptados según experiencia:

Mezcla rápida

- Gradiente: 630 s^{-1}
- Tiempo: 5 seg.

El tiempo de sedimentación adoptado para la realización de todo el ensayo fue de *15 minutos*.

5.2.1.1 Coagulante óptimo

Se evaluaron dos coagulantes metálicos para determinar el más eficiente en los procesos de coagulación-floculación sobre las aguas crudas de la quebrada Rapado: el sulfato de aluminio y cloruro férrico, debido a que ambas sustancias resultaron de fácil consecución.

Para la evaluación de este parámetro se trabajó con los siguientes valores de mezcla lenta como óptimos (adoptados según experiencia):

- Gradiente: 32 s^{-1}
- Tiempo: 12 min.

Se aplicó una dosis de coagulante de 25 mg/L al 1% en cada jarra.

5.2.1.2 Dosis óptima de coagulante

En esta prueba se pretende analizar la influencia de la concentración y la dosis de coagulante que mejor trabaja en las condiciones de agua que se tienen. Se determinará la dosis óptima que permita generar flocs lo suficientemente pesados y que sedimenten rápidamente para que el proceso resulte eficaz y económico.

Para la evaluación de este parámetro se trabajó con los mismos valores de mezcla lenta utilizados en la prueba anterior.

Se prepararon dos soluciones de coagulante, 5% y 10%, para probar las diferentes dosis.

5.2.1.3 Tiempo y Gradiente de mezcla lenta

El objetivo de este ensayo es conocer la intensidad y el tiempo que debe dársele a la mezcla durante el proceso de floculación a fin de optimizar la aglomeración de las partículas para que estas sedimenten más fácilmente. La determinación de estos parámetros se realizó conjuntamente y después de haber determinado el tipo y la dosis óptima de coagulante.

Para la evaluación de este parámetro se trabajó con la dosis óptima determinada previamente.

5.2.1.4 pH óptimo

Existen valores de pH que pueden empeorar o mejorar el proceso de coagulación, por tanto resulta conveniente buscar un valor adecuado que optimice el proceso.

Para la evaluación de este parámetro se varió previamente el pH inicial en cada jarra por medio de una solución de ácido sulfúrico concentrado. Se trabajó con todos los valores óptimos determinados previamente para cada prueba.

Las variables más importantes determinadas en el laboratorio para las muestras de agua de cada jarra fueron:

- PH
- Turbiedad
- Color residual
- Índice de Willcomb. Características del floc formado (por observación)

5.2.2 Resultados experimentales

Las pruebas preliminares indicaron los siguientes valores:

Tabla No 5 Condiciones iniciales del agua

Parámetro	Ensayo No. 1	Ensayo No. 2
Temperatura (° C)	20	20
pH	6.56	6.23
Alcalinidad (mg CaCO₃/l)	16.43	16.37
Turbiedad (NTU)	1.4	1.2
Color aparente (UPt-Co)	0.39	6.39

Los bajos valores de alcalinidad encontrados llevaron a la necesidad de agregar cal a las muestras durante los ensayos para subir el pH y garantizar un buen desempeño de los coagulantes a utilizar.

Las condiciones del agua después de agregar cal se observan en la siguiente tabla:

Tabla No 6 Condiciones modificadas del agua

Parámetro	Ensayo No. 1	Ensayo No. 2
pH	10.8	11.6
Alcalinidad (mg CaCO₃/l)	133.78	150
Turbiedad (NTU)	2.5	5.3
Color aparente (UPt-Co)	4.79	19.6

Los resultados experimentales de los ensayos de jarras y sus representaciones gráficas se encuentran en los ANEXOS B y C, respectivamente.

5.2.3 Análisis de los resultados experimentales

5.2.3.1 Coagulante optimo

En ambos ensayos se observó un desempeño mucho mejor del cloruro férrico sobre el sulfato de aluminio para la remoción de turbiedad. Con el cloruro férrico se alcanzaron valores de 1.5 y 1.4 NTU respectivamente y con el sulfato los valores finales fueron de 3.5 y 8.5 NTU. Para el primer ensayo no se dio remoción de color pues, el valor final superó al inicial para ambos coagulantes. Solo en el segundo ensayo se presentó

remoción del color, encontrándose una disminución mayor con el cloruro férrico (13.0 UPt-Co). Se eligió por tanto el cloruro férrico como coagulante óptimo.

5.2.3.2 Dosis óptima de coagulante

Al comparar las *figuras 20 y 21* se observa claramente que en ambos ensayos se presentó una mayor remoción de turbiedad al aplicar la solución de coagulante al 10 %. Para el primer ensayo, no hubo remoción de color para ninguna de las concentraciones aplicadas en sus diferentes dosis, mientras que para el segundo ensayo se aprecia un mejor desempeño de la solución al 10 % en todas las dosis para remover el color de las aguas, obteniéndose un valor mínimo de 11.75 UPt-Co. La concentración óptima fue por tanto del 10 % para ambos ensayos.

Para el primer ensayo, con una dosis de 35 mg/l se alcanza un alto porcentaje de remoción de turbiedad con un mínimo incremento en el color residual (6.97 UPt-Co) que sigue estando por debajo del valor máximo admisible para agua potable según el decreto 475. Una dosis mayor de 35 mg/l no produce cambios significativos en el valor de turbiedad residual, por tanto se adopta este valor como la dosis óptima.

En el segundo ensayo, los valores de turbiedad y color residual resultaron ser muy similares para todas las dosis aplicadas y es claro que para la dosis mínima de 20 mg/l se presentan altos porcentajes conjuntamente de remoción de turbiedad (valor residual, 1.2 NTU) y color (valor residual, 13.06 UPt-Co) que no son significativamente superados por ninguna dosis mayor; la disminución en 0.1 o 0.2 NTU demás, no justifica un mayor consumo de coagulante.

5.2.3.3 Tiempo y gradiente óptimos mezcla lenta

En el primer ensayo se observa claramente un aumento progresivo de turbidez residual a mayores gradientes aplicados (*ver figura 24*), lo cual era de esperarse pues intensos

gradientes durante la floculación dificultan el aglutinamiento de las partículas desestabilizadas y destruyen fácilmente los flocs formados. Por tanto de antemano se adopta el gradiente mínimo aplicado (18 s^{-1}) como el óptimo para este primer ensayo. Para un tiempo de floculación de 20 minutos se alcanza el menor valor de turbiedad residual (1 NTU) y un buen porcentaje de remoción de color (valor residual, 6.97 UPt-Co) que no es apreciablemente superado por ningún otro tiempo de floculación. Por lo anterior se eligió como tiempo de mezcla lenta óptimo el de 20 minutos.

Si se comparan simultáneamente las *figuras 25 y 27*, se ve claramente como para el segundo ensayo se presentaron conjuntamente los mínimos valores residuales de color (7.83 UPt-Co) y turbiedad (1.2 NTU) para un gradiente de 32 s^{-1} y un tiempo de floculación igual al encontrado como óptimo para el primer ensayo (20 min.). Por tal razón se adoptaron los valores de los parámetros anteriormente mencionados como los óptimos para el segundo ensayo.

5.2.3.4 pH Optimo

De las *figuras 28-31*, se observa que para ambos ensayos se obtuvo una mayor remoción de turbiedad y color en las jarras que presentaron un pH inicial más alto. Para cada ensayo los menores valor de turbidez (1.4 y 1.8 NTU) y color residual (10.02 y 11.6 UPt-Co) se obtuvieron para los pH máximos iniciales (10.1 y 10.6).

Los anteriores resultados confirman el supuesto de que existen rangos de pH donde operan mejor los coagulantes conllevando a una mayor eficiencia en el proceso de coagulación y la necesidad de que exista un exceso de alcalinidad suficiente tal que garantice que el pH se mantenga dentro del intervalo adecuado. Obviamente la disminución del pH es síntoma de la reducción de la alcalinidad.

6. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO

Después de conocer los resultados del análisis fisicoquímico y microbiológico se puede decir que las aguas de la quebrada Rapado se encuentran en buenas condiciones; los únicos parámetros que superaron los límites máximos establecidos para agua potable en el Decreto 475, fueron la concentración de hierro con un valor promedio de 0.53 mg/l y los coliformes totales detectados en el segundo muestreo (3200 UFC/100 ml). De los análisis de laboratorio efectuados a las aguas crudas, estos son los únicos parámetros relevantes a remover en el sistema de tratamiento a proponer.

Es importante resaltar que si solo se hubieran tenido en cuenta los resultados de los primeros análisis, se podría haber pensado que las aguas eran biológicamente seguras y parecer que no necesitaban ningún sistema de tratamiento, pero no hay que olvidar que los resultados de un análisis de laboratorio solo representan la calidad del agua durante los instantes del muestreo, no existe seguridad ni garantía alguna de que la calidad del agua permanezca siempre bajo las mismas condiciones, hecho confirmado por los resultados del segundo muestreo. La quebrada Rapado se encuentra permanentemente bajo el riesgo de contaminación por cualquier acción eventual por tanto es completamente vulnerable. Según el RAS, *“así las fuentes de agua en estado natural (aguas crudas) sean apropiadas para el consumo humano no pueden considerarse potables a menos que se tomen las medidas suficientes apropiadas para su protección”*.

Con respecto al ensayo de jarras, si se comparan los valores iniciales de turbidez y color en el agua cruda (antes de agregar cal) con los valores óptimos operativos encontrados para ambos ensayos, se puede apreciar claramente la mínima diferencia, lo cual denota la poca utilidad o ineficacia de un sistema de tratamiento convencional para mejorar la calidad del agua. Además, la baja turbiedad y alcalinidad inicial que presentan las aguas

hace que se requieran necesidades operativas como adición de arcilla para que aumente la concentración de sólidos y no se consuma tanto coagulante, y algún químico que aumente la alcalinidad del agua y garantice un pH lo suficientemente alto (> 8.5) para un desempeño eficaz del coagulante.

Por las razones expuestas se concluye que un sistema de tratamiento convencional sería inconveniente para potabilizar las aguas de la quebrada Rapado, además un sistema de estas características requiere de personal capacitado, disponible tiempo completo para controlar la operación de la planta, igualmente los costos de construcción, operación y mantenimiento son demasiado altos para que una comunidad rural los pueda sobrellevar.

Basándose en los resultados de los análisis de laboratorio y teniendo en cuenta las recomendaciones de la CEPIS, *cuadro 4*, se encuentran varias alternativas de tratamiento disponibles para la potabilización de las aguas crudas de la quebrada Rapado, se debe por tanto escoger la que represente la mayor eficiencia al más bajo costo. Dos de las más simples alternativas de tratamiento de las aguas crudas son la *filtración directa descendente* y la *filtración lenta en arena*.

6.1 FILTRACIÓN DIRECTA DESCENDENTE

La filtración directa se define como el sistema de clarificación del agua en que se prescinde del proceso de sedimentación, puede realizarse de diferentes formas. Se plantea para este sistema una filtración de contacto, en el que solo hay un proceso de mezcla rápida después de la adición de coagulantes y luego se pasa el flujo directamente a los filtros para que la floculación se realice dentro del lecho filtrante.

Ventajas

- El costo de construcción de la planta de tratamiento puede disminuir hasta en un 50 % con respecto al de una planta convencional.

- Sumados los costos de construcción y operación de la filtración directa y traídos a valor presente, por lo general resultan mucho más favorables que los del tratamiento convencional y presentan menos problemas de funcionamiento a largo plazo.
- El volumen de lodos proveniente del sistema de tratamiento es mucho más pequeño que en el sistema convencional.
- Bajos consumos de coagulantes y/o alcalinizantes.
- La filtración rápida de arena con coagulación y floculación puede remover entre 90 y 99% de virus, bacterias y protozoos.
- La remoción de materia orgánica natural es superior al 95%.
- La remoción de turbidez es hasta del 90% y de color hasta el 85%.
- Es efectiva la remoción de hierro y manganeso en el agua.

Desventajas

- En este proceso se recomienda trabajar con una coagulación por neutralización de cargas diferente de la coagulación de barrido la cual se hace casi indispensable para aguas con bajo contenido de sólidos, por tanto se haría necesario la adición previa de sólidos en el agua que aumentarían su concentración y facilitarían la coagulación por neutralización.
- Se requiere un sistema de control de la dosificación química aplicada más cuidadoso, ya que pequeños aumentos o disminuciones, pueden afectar la calidad del filtrado.
- Pueden producirse carreras cortas, en especial cuando las dosis de coagulantes requeridas exceden de 15 mg/l.
- El tiempo de contacto total para el tratamiento es relativamente corto lo que implica que debe reaccionarse rápidamente ante las modificaciones de la calidad del agua cruda.
- Se puede requerir de la adición de sustancias químicas a las aguas para llevarlas a ciertos valores de pH que faciliten la coagulación y floculación.

- Periodo inicial de mejora de calidad del efluente más largo.
- Se requiere de personal capacitado y disponible tiempo completo para garantizar que el sistema opere correcta y eficientemente.

Condiciones promedio recomendadas del agua cruda

- Turbiedad menor de 30 NTU.
- Color real del agua cruda menor de 10 UC.
- Concentración de algas menor de 100 mg/m³.
- Concentración de hierro inferior a 0.3 mg/l.
- Coliformes fecales, UFC inferior a 500/100 ml.
- Turbiedades esporádicas menores de 50 NTU.

6.2 FILTRACIÓN LENTA

Básicamente, un filtro lento consta de un tanque que contiene una capa sobrenadante de agua cruda, lecho filtrante de arena, drenaje y un juego de dispositivos de regulación y control. Se denomina filtro lento debido a las bajas velocidades de filtración con que opera. Además de los mecanismos físico-químicos que intervienen en todo el proceso de filtración, se realizan una serie de procesos biológicos que son la base de su operación y los distinguen de los demás filtros. El filtro lento se considera el mejor proceso para mejorar a la vez la calidad física, química y bacteriológica del agua superficial.

Ventajas

- El proceso de limpieza es simple y el mantenimiento no es muy laborioso, y solo cuando se va a rearenar el filtro se requiere de un mayor tiempo y del apoyo de la comunidad.
- El diseño es relativamente simple y permite el uso de materiales locales como grava, arena y el uso de mano de obra local.

- El sistema es robusto y las fallas mecánicas son mínimas.
- La operación y el mantenimiento son sencillos y después de un corto periodo de capacitación, operadores locales sin educación formal pueden operar el sistema.
- Los costos de operación y las necesidades de energía eléctrica son menores que las de otros sistemas y no requieren productos químicos.
- No requiere mucha supervisión.
- Altos porcentajes de remoción entero- bacterial y de quistes de protozoarios (del 90 al 99.99%).
- Hierro, manganeso son significativamente removidos.
- Los metales pesados son removidos en un rango de porcentajes entre el 30 – 90 %
- La materia orgánica tal como ácidos húmicos, detergentes, fenoles, y algunos pesticidas y herbicidas pueden ser removidos del 50 hasta más del 99 %.
- La remoción de DQO se encuentra entre 30 y 70 %.
- La turbiedad es generalmente reducida a menos de 1 NTU.
- El manejo de lodos no causa problemas; las cantidades de lodos son pequeñas y tienen muy alto contenido de materia seca.
- En un filtro ya maduro los virus se eliminan casi totalmente.
- El color se reduce en forma significativa, generalmente del 30% al 90%.
- Los altos porcentajes de remoción física y bacteriológica alcanzados bajo una operación adecuada del filtro, brindan la posibilidad de omitir el proceso continuo de desinfección, el cual incrementa los gastos operacionales de un sistema de tratamiento.

Desventajas

- Debido a las bajas velocidades de filtración se requiere un área muy grande (aproximadamente 20-40 veces mayor que la de los filtros rápidos de arena).
- Existen niveles de contaminación y otros factores que pueden interferir con el proceso de tratamiento (alta concentración de algas).

- Algunos químicos pueden originar problemas como los residuos de funguicidas y herbicidas.
- Los sólidos presentes en el agua cruda, de tipo coloidal no se remueven fácilmente.
- Las temperaturas bajas (<10 °C) incrementan la velocidad del agua a filtrar y reducen la actividad biológica.
- La escasez de nutrientes y niveles bajos de oxígeno pueden interferir con el proceso biológico.
- Una alta frecuencia de picos de turbiedad pueden reducir mucho las carreras de filtración.
- Los filtros lentos se ven muy limitados para sobreponerse a niveles altos permanentemente de turbiedad pues se colmatan rápidamente y reducen considerablemente las carreras de filtración llevando a periodos cortos entre raspado y raspado del lecho filtrante que no permiten la maduración adecuada de la capa biológica. Cuando las aguas crudas presentan por periodos prolongados una turbiedad mayor de 10 NTU se recomienda la instalación previa de prefiltros que reduzcan la carga de sólidos y la turbiedad.

Condiciones promedio recomendadas del agua cruda

- Turbiedad menor de 15 NTU. Aunque se aceptan por pocos días al año turbiedades mayores de 20 NTU, máximo 50 NTU.
- Color real inferior a 20 UC.
- NMP de coliformes fecales menor de 500.

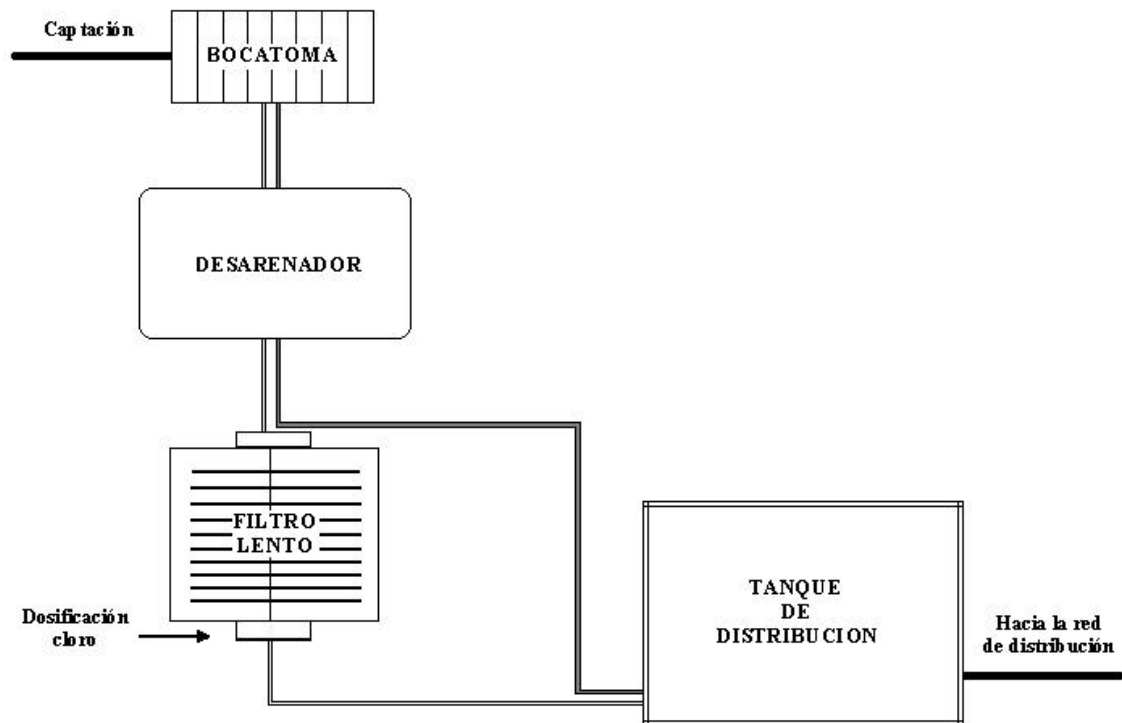
Cuadro 5 Comparación entre las alternativas de tratamiento

CONSIDERACIÓN	FILTRACIÓN LENTA	FILTRACIÓN DIRECTA
Color	Remoción del 30 - 90%	Remoción del 90%
Turbidez	Remoción hasta <1 NTU	Remoción del 85%
Materia orgánica	Remoción del 50 - 99.9%	Remoción significativa
Bacterias y virus	Remoción del 99 - 9.99%	Remoción del 90 - 99%
Sabor y olor	Baja remoción	Baja remoción
Hierro y manganeso	Remoción significativa	Remoción significativa
Construcción	Simple	Más simple que convencional
Costo construcción	Bajo	50% del tratamiento convencional
Operación y mantenimiento	Personal poco especializado	Personal capacitado
Costos de operación	Bajo	Mayores que para un filtro lento
Limpieza	Simple	Complicada
Área superficial filtro	Muy grande	Pequeña
Costo energía	Bajo	Alto
Lodos	Cantidades de lodos pequeñas y con alto contenido de materia seca	Cantidades pequeñas con respecto al tratamiento convencional

Teniendo en cuenta todas las anteriores ventajas y desventajas de ambos sistemas de tratamiento, se encuentra que un sistema de filtración lenta es la que representa menores costos de inversión, operación y mantenimiento con un alto grado de eficiencia para el tratamiento de las aguas crudas de la quebrada Rapado. Esta unidad de tratamiento, acompañada de las unidades existentes y seguida de un sistema de desinfección, se constituye en la alternativa más factible económica y técnicamente para la comunidad beneficiada por el proyecto.

7. DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

Figura 7 Esquema general del sistema de tratamiento propuesto



7.1 PERIODO Y POBLACIÓN DE DISEÑO

El primer paso para el diseño de la alternativa seleccionada consiste en establecer el periodo de diseño y establecer una proyección de población que deberá abastecer al cabo de un tiempo determinado. El periodo de diseño se define como el número de años dentro de los cuales la unidad prestará su servicio con eficiencia, con base en los criterios establecidos por el RAS 2000, se determina un periodo de diseño de 12 años.

Otro factor sumamente importante es la población a beneficiar. El número actual de personas beneficiadas con el acueducto es aproximadamente de 1351 (193 usuarios) de acuerdo con datos suministrados por la administración del acueducto.

Como se puede ver en la siguiente tabla, no se lleva un censo preciso que arroje datos detallados, y los valores son aleatorios por lo que el uso de un método de predicción de población futura resulta difícil de establecer.

Tabla No 7. Usuarios asociados al acueducto “Tacón Mudarra” por año

Año	Numero de usuarios
1993	280
1999	174
2002	187
Corrido del 2003	193

Sin embargo teniendo en cuenta los últimos años y estimando que cada familia beneficiada tiene 7 habitantes se considera adecuado establecer una tasa de crecimiento baja de 3% y aplicar un método geométrico (rata de crecimiento uniforme) que es conveniente para un nivel de complejidad bajo.

$$Pd = Pa(1 + r^{0.01})^n \quad \text{ec. (11)}$$

Donde:

Pd: población de diseño

Pa: población actual

n: periodo de diseño en años

r: constante de crecimiento geométrico

De acuerdo con lo anterior el número de personas beneficiadas dentro de 12 años será de 1926.

7.2 DOTACIÓN BRUTA

La dotación neta de agua se puede asignar teniendo en cuenta el nivel de complejidad del sistema, según el RAS para un nivel bajo se debe disponer como valor mínimo 100 l / hab. día y como valor máximo de 150 l / hab. día. Además de los valores anteriores se deben analizar distintos aspectos socioeconómicos de la región para establecer la dotación apropiada de diseño. Las épocas de mayor consumo de agua se presentan durante las cosechas de café, pero normalmente los usos comunes del agua son: doméstico, cuidado de animales, minicultivos.

La dotación neta cubre las necesidades básicas de un habitante y no tiene en cuenta ninguna eventualidad que pudiera presentarse como pérdidas en la red de distribución u cualquier hecho particular que pudiese aumentar considerablemente y por cierto periodo, la demanda de agua.

Para establecer la dotación neta requerida se asigna la siguiente distribución del consumo de agua:

- Uso doméstico y sanitario: 115 l / hab. día
- Cuidado de animales: 15 l / hab. día
- Mini cultivos: 15 l / hab. día

Es una comunidad que en general no cuenta con muchos electrodomésticos tales como lavadoras, calentadores, etc.

Con los valores anteriores se llega a una dotación neta per cápita de 140 l /hab.día.

Previendo algunas pérdidas en la red de distribución (alrededor del 8 %) se hizo un corrección a la dotación neta requerida para hallar la dotación bruta, llegándose a un

valor final de 150 l /hab. día. No obstante, la red de distribución se encuentra en buenas condiciones al ser renovada hace muy poco.

En la actualidad está ingresando al tanque de distribución, un caudal de agua tal que otorga a los usuarios una dotación “exagerada” de 950 l /hab. día. Debido a que en épocas de cosecha de café se presenta una mayor demanda de agua, muy seguramente la dotación bruta establecida para el diseño del sistema de tratamiento no permitirá a la comunidad disponer de la cantidad de agua suficiente para cubrir las actividades que implican estas épocas. Por lo tanto, como la red de conducción se conforma por dos tuberías de igual diámetro, que transportan entre las dos un caudal total de 15 l/s, se debe taponar una de las tuberías en la bocatoma, así como a la salida del desarenador, de tal manera que al filtro estará llegando permanentemente un caudal constante de 7.5 l/s.

Para las épocas de cosecha de café, las tuberías inhabilitadas se abrirán para permitir el paso de los 7.5 l/s restantes, los cuales llegarán directamente al tanque de distribución sin ser tratados.

Dada la gran disponibilidad de agua en la fuente, y en caso de una escasez de agua en las viviendas por cualquier circunstancia, como falta de presión en la red de distribución o la demanda máxima diaria, simplemente se debe permitir el ingreso de todo el caudal que en la actualidad se capta por el tiempo que se requiera.

7.3 DEMANDA DIARIA DE DISEÑO

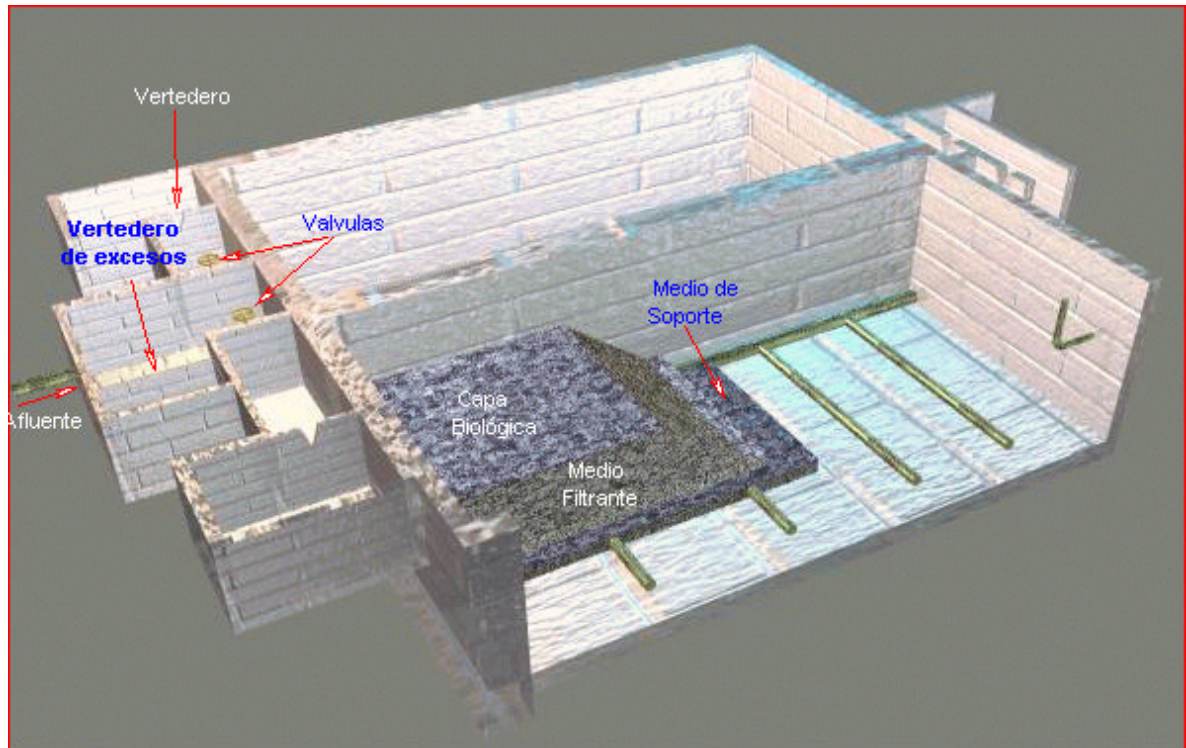
La demanda diaria de diseño se calcula por medio de la ecuación:

$$\text{Demanda} = \text{población de diseño} * \text{dotación bruta} \quad \text{ec. (12)}$$

Se requiere una demanda de: 288.900 l / d (3.34 l/s)

7.4 FILTRO LENTO

Figura 8. Esquema general del filtro lento



El diseño del filtro se realizó con base en los criterios de diseño determinados en literatura especializada. [5] y [13].

7.4.1 Determinación del área del filtro

En la teoría se encuentran varios valores de carga superficial: Ten states Standard USA (1987) sugiere trabajar con valores entre 0.08 y 0.24. Huisman and Wood (1974) aplican valores entre 0.15 y 0.4. Visscher et al. (1987) trabaja con valores entre 0.1 y 0.2

La mayoría de autores recomiendan en sus criterios generales para el diseño de filtros lentos de arena una carga superficial entre $0.1 - 0.3 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ para garantizar un buen funcionamiento y el crecimiento de la capa biológica. [5], [7], [13].

Una carga superficial pequeña conlleva a un área del filtro muy grande y por tanto mayores costos de construcción. Una carga superficial alta, por su parte, lleva a una colmatación rápida del lecho y por tanto un mantenimiento más frecuente. Por lo anteriores razones se adopta una carga superficial de $0.2 \text{ m}^3/\text{m}^2$.

La carga superficial, q_f , está dada por la ecuación:

$$q_f = Q/A \quad \text{ec. (13)}$$

Donde:

A: área superficial del lecho filtrante (m^2)

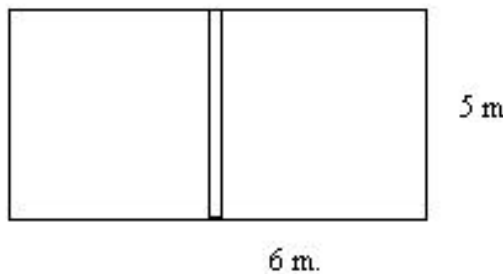
Q: caudal que entra al filtro (m^3/h)

El área superficial de todo el filtro deberá ser de 60 m^2 .

Para una mayor facilidad en el mantenimiento se recomienda disponer de dos unidades.

Esta caja de filtración se divide por tanto en dos unidades de iguales dimensiones con un área superficial de 30 m^2 .

Figura 9. Dimensiones de la caja del filtro



7.4.2 Características del lecho filtrante

El medio filtrante debe estar compuesto por un material granular, inerte, durable y limpio. Normalmente se usa arena exenta de arcilla y preferiblemente libre de materia orgánica. El uso de arena como medio filtrante se debe a que es un material inerte, granular, de fácil consecución y barato.

El tamaño de los granos se determina por el diámetro efectivo y su distribución granulométrica por el coeficiente de uniformidad. Se recomiendan los siguientes valores de tamaño efectivo, del orden de 0.35 mm a 0.55 mm, con un coeficiente de uniformidad entre 2 y 4 [13]. Para amortiguar los posibles picos de turbiedad y evitar limpiezas sucesivas que reduzcan rápidamente el espesor del lecho, se adopta un espesor de 1 m. Se recomienda asegurar la limpieza del material, antes de ser colocado.

7.4.3 Medio de soporte

El medio o capa de soporte debe estar constituido por grava. Las piedras deben ser duras y redondeadas, debe estar libre de limo, arena y materia orgánica; en caso de no ser así, debe lavarse cuidadosamente para asegurar su limpieza. El objetivo principal, como su nombre lo indica, es servir de soporte al medio filtrante aunque se ha determinado que también contribuyen a la retención de material suspendido. La capa de soporte debe cubrir el sistema de drenaje y mantenerlo firme con una pequeña pendiente que garantice el flujo del agua.

La capa de soporte estará gradada y distribuida uniformemente por todo el área superficial del filtro y tendrá una altura de 0.25 m distribuidos de la siguiente forma:

Tabla No 8 Especificaciones de la capa soporte

Capas	Diámetro mínimo (mm)	Diámetro máximo (mm)	Altura (cm)
1	0.5 - 2.0	1.5 - 4.0	5
2	2.0 - 2.5	4.0 - 15.0	5
3	5.0 - 20.0	10.0 - 40.0	15

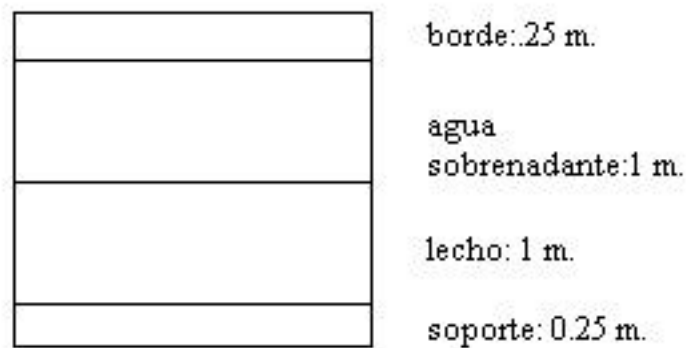
La diferenciación de diámetros permitirá una filtración mas eficiente al hacer mas difícil el paso de material suspendido proveniente del agua a través de este.

Será necesaria la construcción inmediata al filtro de un depósito donde se pueda almacenar y lavar la arena para su reutilización.

7.4.4 Caja del filtro

La altura total del filtro está determinada por la altura del lecho de grava (incluyendo la capa soporte), altura máxima de agua sobre el lecho filtrante y el borde libre. La altura total será de 2.5 m y está distribuida de la siguiente manera:

Figura 10 Altura de la caja del filtro



Desde el inicio de la carrera del filtro existirá un nivel mínimo de agua sobrenadante que ira aumentado a medida que el lecho se vaya colmatando y se presenten pérdidas de carga hasta un nivel máximo de 1 m. El nivel mínimo de agua sobre el lecho será garantizado gracias a un vertedero de control que se dispondrá en la estructura de salida y que evitará que la caja se vacíe cuando la pérdida de carga es mínima y que se produzcan presiones inferiores a la atmosférica en el lecho filtrante. Esta capa de agua sobrenadante proporciona la carga hidráulica necesaria para que el agua fluya a través del mismo. Para cuando el nivel de agua llegue al máximo permitido, se tendrá dispuesto un dispositivo denominado “cuello de ganso” para el rebose del agua, pero para mayor seguridad se dispondrá de un vertedero en la estructura de entrada que vaya evacuando los excesos en caso tal que y el anterior dispositivo se taponará o fueran muy grandes las pérdidas de

carga. *Los bordes de seguridad* tendrán una altura de 0.25 m. Los módulos se construirán en concreto reforzado.

7.4.5 Estructura de entrada

La estructura de entrada de un filtro lento está constituida por un tanque de llegada, canales de distribución y una cámara de entrada donde el agua se dispone a entrar a la respectiva caja del filtro; Además, esta zona contará con un dispositivo que permitirá medir y controlar el caudal de entrada (vertedero triangular). La cámara de entrada debe disipar la energía y asegurar la entrada del flujo sin turbulencias, de tal manera que se evite el rompimiento de la biomembrana o la no formación de esta sobre el lecho de arena. Cada una de las tres zonas que componen esta estructura tendrá una tubería de desagüe para eventos de mantenimiento.

La entrada se divide en las siguientes tres zonas:

- Cámara de llegada
- Canal de distribución
- Cámara de entrada

Figura 11. Estructura de entrada



Se recomienda instalar una válvula sobre la tubería que llega al filtro, justo antes de que las aguas ingresen a la unidad y conectarla a otra tubería que conduzca todo el caudal transportado hacia una quebrada. Esto para permitir sacar de funcionamiento la unidad ante algún hecho imprevisto, aunque, por los procesos biológicos en que se fundamenta el sistema de tratamiento, no se debe operar intermitentemente si no las 24 horas del día.

7.4.5.1 Cámara de llegada

Es una estructura común a las dos unidades del filtro y localizada a la entrada del sistema. Debe disipar el exceso de energía de velocidad que trae el agua, garantizar el aquietamiento y repartir el caudal a los canales de distribución. Una de las paredes de la cámara tendrá una menor altura que las demás y hará las veces de un vertedero de excesos, a través del cual pasarán los excesos de caudal hacia un depósito dispuesto lateralmente y se irán evacuando permanentemente por una tubería de desagüe instalada en este punto. La altura de esta pared asegurará permanentemente un volumen de agua suficiente dentro de la cámara, contra el cual chocará el flujo de entrada que llega a una velocidad de 0.92 m/s.

Dimensiones cámara:

- Largo: 2 m.
- Ancho: 2 m.
- Altura común de las paredes: 1.2 m.

Dimensiones del depósito lateral:

- Largo: 1.4 m
- Ancho: 0.5 m
- Altura común de las paredes : 1.2 m

Las alturas de las anteriores estructuras incluyen un borde libre de seguridad de 20 cm.

La pared (vertedero) común a ambos depósitos tendrá un ancho de 1.4 m y una altura de 1 m.

Los detalles completos de cada una de las partes mencionadas y a mencionar del filtro, se encontrarán en los planos del filtro lento, ANEXO F.

Retomando lo mencionado anteriormente, solo se tratará la cantidad de agua requerida por la comunidad (3.34 l/s) según los cálculos de demanda diaria de diseño. Como a la cámara estarán llegando permanentemente 7.5 l/s, el vertedero de excesos permitirá evacuar el exceso de agua (4.2 l/s) y esporádicamente debe permitir también eliminar el caudal que dejará de ingresar a una unidad cuando se proceda a su mantenimiento (5.9 l/s), por tanto se producirá una lámina de agua máxima de 2 cm.

Los excesos se irán evacuando permanentemente mientras se regulará el ingreso al filtro del caudal de diseño. Este se dividirá igualmente a través de los canales de distribución que llevarán el agua a cada unidad respectivamente. Durante la operación normal, a cada unidad estará ingresando un caudal aproximado de 1.67 l/s.

7.4.5.2 Canal de distribución

Garantiza la distribución uniforme del caudal y es donde se mide la cantidad de agua que ingresa al filtro. En general esta estructura consiste de un canal pequeño. Se dispone de dos canales de distribución, uno para cada unidad.

A la entrada de cada canal se tendrá dispuesta una válvula de compuerta manual que permitirá el ingreso regulado de cierto caudal. Al final del canal se instalará un vertedero triangular de 90° previamente calibrado que permitirá medir el caudal afluente a la caja del filtro. Para realizar rápidamente esta medición se instalará a un lado del canal, una rejilla graduada para conocer permanentemente la altura de la lámina de agua sobre la cresta.

Ecuación de descarga de un vertedero triangular de 90 °:

$$Q = 1.42 * H^{2.48} \quad \text{Ec. (14)}$$

Donde:

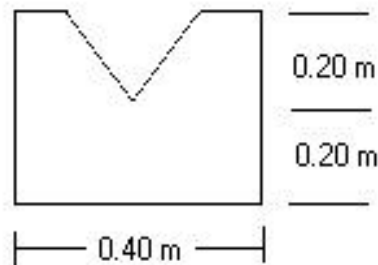
Q = caudal que pasa a través del vertedero.

H = altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero.

Para un caudal, $Q = 1.67$ l/s se producirá una lámina de agua sobre la cresta de 7 cm.

Cada canal presentará las siguientes dimensiones:

Figura 12. Corte transversal del canal de distribución



La longitud del canal será de 2 m y tendrá 0.10 m de bordes de seguridad.

7.4.5.3 Cámara de entrada

Esta cámara permite que el agua ingrese lentamente al filtro y garantiza la carga hidráulica durante toda la carrera de filtración. Al lado de la cámara se instalará un depósito lateral al cual ingresarán los excesos cuando el lecho se encuentre colmatado. Estas dos estructuras se encontrarán separadas por una pared que funcionará como vertedero de rebose.

El agua proveniente del canal de distribución caerá directamente a la cámara e irá aumentando su nivel a medida que el lecho se colmata hasta el máximo permitido (1 m),

a partir de este momento, el flujo de entrante pasará al siguiente depósito a través del vertedero de rebose. El nivel de agua en la cámara de entrada permite conocer el nivel en la caja del filtro ya que estarán comunicados a través de un orificio. En la cámara de entrada se mide la pérdida de carga o energía en el filtro a través del tiempo. Cuando se alcance el nivel máximo de agua o se encuentre rebosando agua al depósito, indicará al operador la necesidad de lavar el filtro.

El orificio a través del cual ingresará el agua a la caja, será de forma rectangular y su base estará a 15 cm por encima del nivel máximo de lecho filtrante. Tendrá las siguientes dimensiones: 0.5 m de ancho por 0.4 m de alto.

La cámara de entrada tendrá las siguientes dimensiones:

- Altura común de las paredes: 1.4 m
- Ancho: 1.5 m.
- Largo: 1.0 m.

El depósito de excesos tendrá las siguientes dimensiones:

- Altura común de las paredes: 1.4 m.
- Ancho: 1.5 m.
- Largo: 0.5 m.

Las alturas incluyen bordes de seguridad de 20 cm.

La pared que separará ambos depósitos tendrá una altura igual al nivel máximo de agua permitido (1 m).

La diferencia de alturas entre la cresta del vertedero dispuesto en el canal de distribución y el borde de la pared en la cámara de entrada que funciona como vertedero de rebose, será de 0.20 m.

Desde el inicio de la carrera del filtro existirá un nivel mínimo de agua en la caja de 15 cm, y como el nivel máximo según el diseño es de 1 m, se disponen de 85 cm para amortiguar las pérdidas de carga.

7.4.6 Estructura de salida

Es común a las dos unidades del filtro, debe permitir la recolección del agua filtrada y el llenado ascendente de cada unidad después del mantenimiento respectivamente. Se diseñará con caída libre a fin de promover la aceleración del flujo.

Comprende las siguientes zonas:

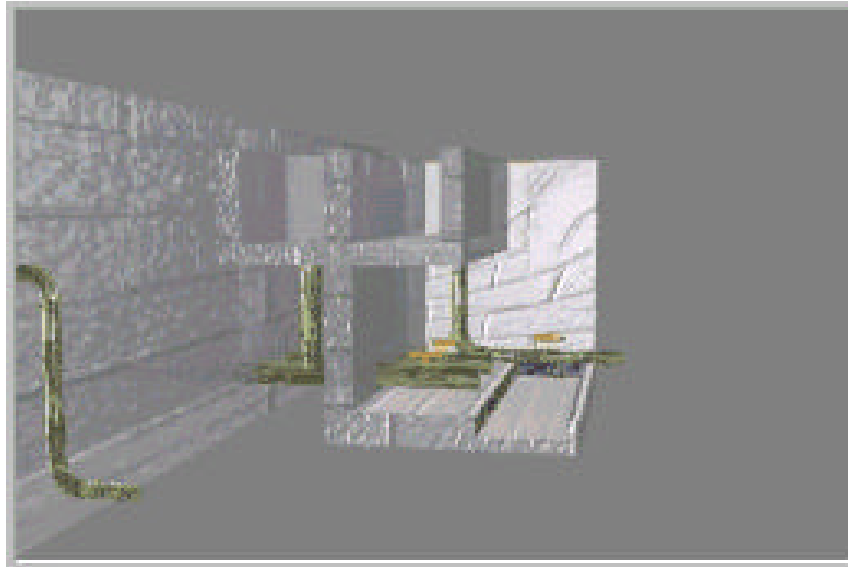
- Cámara de salida con vertedero de control de nivel mínimo
- Caja de recolección o desagüe.

La estructura de salida estará constituida por canales o cámaras de salida que funcionan como vertederos de control de nivel mínimo (un canal por cada unidad de filtración). Dichas cámaras se intercomunicarán a través de una válvula, para efectos del llenado ascendente de una unidad con el agua filtrada de la otra. También se dispondrá de un canal de recolección común a ambas unidades de donde sale el agua ya filtrada hacia el tanque de distribución.

Se debe disponer de dos válvulas de apertura rápida conectadas a cada sistema de drenaje para evacuar el agua durante el respectivo mantenimiento (raspado del lecho) y una válvula ubicada sobre la tubería que conducirá el efluente del filtro.

Adicionalmente, la estructura de salida se encontrará soportada por un refuerzo estructural unida a ella desde la base del filtro.

Figura 13 Estructura de salida



7.4.6.1 Cámara de salida con vertedero de control de nivel mínimo

El agua filtrada es conducida por el tubo recolector o múltiple del sistema de drenaje, de donde se dirige hacia la cámara de salida. El tubo recolector tiene adaptado un dispositivo (T) que permite drenar el filtro cuando el mantenimiento así lo exija o conducir el agua filtrada hacia la estructura de salida.

La cámara de salida se encuentra separada del canal recolector por medio del vertedero de control triangular (90°) que se ubicará desde su cresta a 15 cm por encima del nivel máximo del lecho de arena, lo cual garantiza este nivel mínimo de agua sobrenadante permanentemente en la caja del filtro, un flujo natural del agua y evita que se den pérdidas de carga negativas.

Cada vertedero producirá una lámina de agua máxima igual a la del vertedero ubicado en el canal de distribución, la cual será de 7 cm.

Presenta las siguientes dimensiones:

- Ancho: 0.5 m.
- Largo: 0.5 m
- Altura: 0.4 m.

La altura incluye bordes de seguridad de 10 cm. El vértice de cada vertedero triangular se encontrará a 20 cm del fondo de la cámara de salida.

7.4.6.2 Canal de recolección

El canal recolector recoge el agua que pasa a través del vertedero de control y estará conectado a una tubería que conducirá finalmente el efluente hacia el tanque de distribución.

Las dimensiones son:

- Largo: 0.5 m
- Ancho: 1.2
- Altura: 0.4 m

La altura incluye bordes de seguridad.

7.4.7 Sistema de drenaje

El drenaje inferior en un filtro lento, tiene como funciones: soportar el material filtrante, asegurar la recolección uniforme del agua filtrada, impedir la penetración de material filtrante al sistema de drenaje y permitir el llenado ascendente del filtro. Los sistemas de drenaje del filtro lento pueden ser de diferente tipo, el diseño de este sistema de drenaje se hizo para múltiples recolectores, ya que la principal función que se requiere del

sistema es solo la recolección del agua filtrada. Se tendrán sistemas de drenaje independientes para cada unidad del filtro.

Cada sistema consta de un dren principal y sus respectivos laterales construidos como tuberías perforadas, cubiertas con lecho de grava debidamente gradada. Las tuberías perforadas estarán ubicadas en sentido perpendicular al flujo de agua sobre la base de cada unidad del filtro (se tienen dos sistemas de drenaje independientes). Los drenes laterales se unirán al principal mediante tees.

El lecho de grava debe evitar la penetración de material filtrante al sistema de drenaje. La altura del lecho de soporte (grava) no debe ser inferior al diámetro del conducto recolector principal y los laterales se encontrarán soportados y cubiertos por la capa de grava más gruesa.

El agua filtrada ingresará a través de los orificios dispuestos en la parte inferior de los laterales, por medio de estos se dirigirá hasta el dren principal de donde se descargará libremente en una cámara de salida. El dren principal también permitirá drenar total o parcialmente la unidad de filtración para lo cual se instalará una válvula de apertura rápida en el punto de descarga de la tubería de drenaje. Esta válvula se diseña con el mismo diámetro de la tubería de drenaje principal.

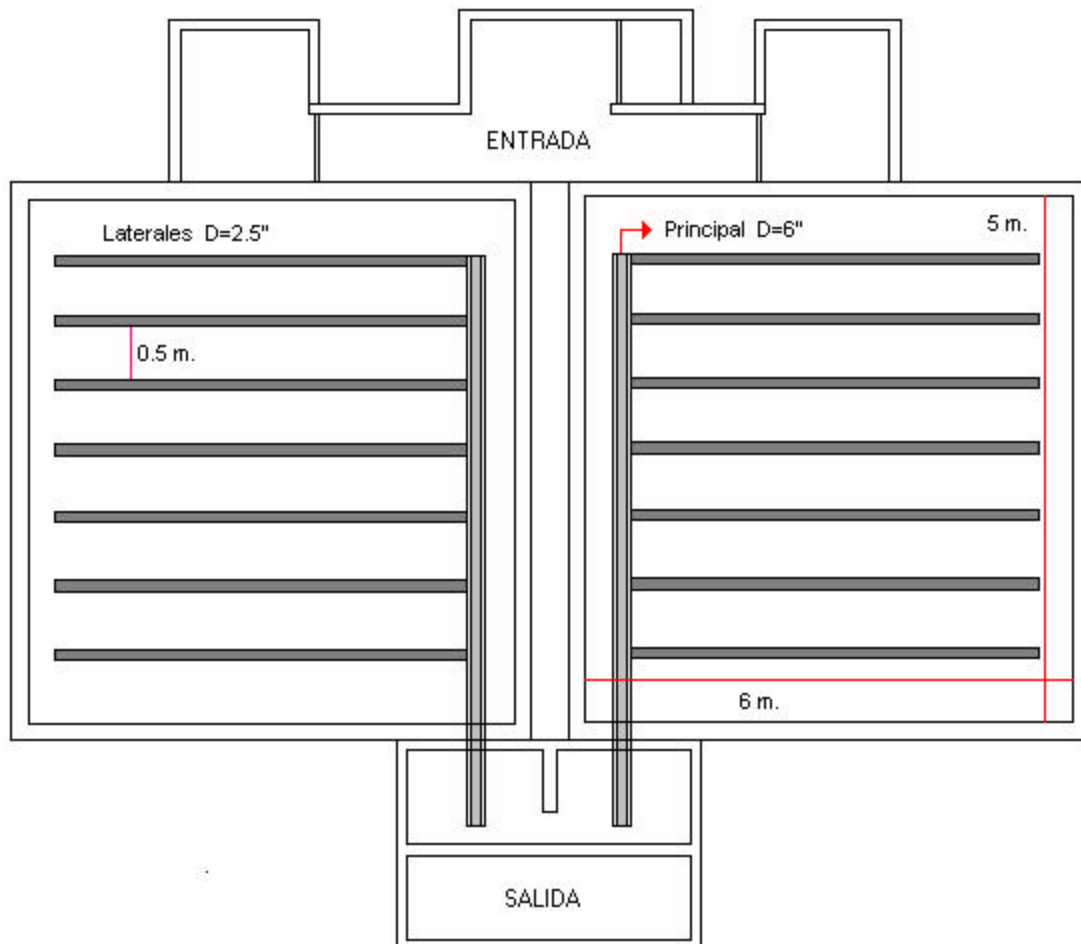
Se usaran tuberías comerciales de PVC, las cuales serán perforadas y han mostrado economía, facilidad de transporte y buen comportamiento hidráulico.

Recomendaciones para el diseño de múltiples recolectores según el "CD Fime". [13].

- Área total de orificios / Área del lecho = 0.0015 – 0.005.
- El espaciamiento entre orificios debe estar entre: 0.1 – 0.3 m
- El espaciamiento entre laterales debe estar entre: 0.5 – 1.0 m
- La distancia de los laterales a la pared debe estar como mínimo a 1/32 de su longitud o como máximo a 1.25 m.
- El diámetro de los orificios varía entre 6 y 19 mm.

- La pérdida de carga en el sistema de drenaje no debe exceder un 10 % de la pérdida de carga del medio filtrante.
- La velocidad máxima en los drenes no debe sobrepasar los 0.30 m/s.
- Se colocarán dos orificios por debajo de los laterales, a lado y lado, cada uno desplazado 30° de la vertical. Entre ambos orificios se formará un ángulo de 60° .

Figura 14 Sistema de drenaje



A falta de información suficiente sobre el diseño de múltiples colectores para filtros lentos, los diámetros de los laterales y el múltiple se adoptaron teniendo en cuenta que las pérdidas de carga en estos no fueran muy altas y que la máxima velocidad del agua en los drenes no sobrepasará los 0.3 m/s. [15].

Teniendo en cuenta las dimensiones del lecho filtrante (6 m * 5 m) y los criterios de diseño recomendados se encontraron las siguientes especificaciones del sistema de drenaje para cada unidad del filtro:

Tabla No 9 Especificaciones del sistema de drenaje

	Múltiple	Laterales	Orificios
Diámetro (in)	6	2 ½	1/2
Longitud (m)	4.8	5.4	-
Espaciamiento (m)	-	0.5	0.15
Cantidad	1	9	576

El número de orificios por cada lateral es de 64, a lado y lado se tendrán 32. Tanto el múltiple como los laterales tendrán una ligera pendiente del 2 %.

El área total de los orificios es de 0.0731 m² y el área neta del lecho filtrante es de 30 m², por tanto se tiene una relación entre estas áreas de 0.0024, valor que se encuentra dentro de lo recomendado por los criterios de diseño (0.0015 – 0.005).

7.4.8 Pérdidas de carga en el filtro

Al comenzar la operación del filtro, los granos del lecho están limpios y la pérdida de carga se deberá solamente al tamaño, forma y porosidad (características hidráulicas) del medio filtrante y a la velocidad del agua. Si el fluido no tuviera partículas en suspensión, esta pérdida de carga inicial será constante a través de toda la carrera del filtro, pero como es normal, contiene sólidos que irán recubriendo los granos del lecho

incrementando su diámetro y disminuyendo su porosidad, con lo que la pérdida de carga irá incrementándose por la disminución del área de paso de flujo. Por tanto, se tienen dos clases de pérdidas de carga:

- Pérdidas de carga inicial, que es la mínima que puede producir el filtro.
- Pérdidas de carga por colmatación, que será función del tiempo.

7.4.8.1 Pérdidas de carga iniciales

Las pérdidas están ocasionadas por:

- La fricción con las paredes del tanque.
- El paso del agua a través del lecho de arena y de grava.
- El paso a través de los orificios.
- La fricción con las paredes de las tuberías del múltiple y los laterales.
- El cambio de dirección del flujo de agua al dirigirse a la estructura de salida.
- La expansión del flujo de agua al salir de la tubería.

7.4.8.1.1 Fricción con las paredes del tanque

Estas pérdidas se consideran despreciables debido a que el área a través de la cual fluye el agua es muy grande y la velocidad es muy baja.

7.4.8.1.2 Lecho de arena

Se utilizará la ecuación de Kozeny corregida para lechos de partículas no esféricas y desuniformes y la cual es válida para flujo laminar. [4].

$$h_{la} = 150 \frac{\mathbf{u}}{g} L \frac{(1-p_o)^2}{p_o^3} v \left(\frac{1}{\mathbf{y}} \sum_{i=1}^i \frac{x_i}{d_i} \right)^2 \quad \text{ec. (15)}$$

Donde:

h_{la} = pérdidas de carga en el lecho filtrante (cm)

\mathbf{u} = viscosidad cinemática (a temperatura promedio del agua, 16 °C) = 0.0113 cm²/s

$g = \text{gravedad} = 980 \text{ cm/s}^2$

$p_o = \text{porosidad del lecho}$

$v = \text{velocidad de filtración (aproximación)} = 0.2 \text{ m/h} = 5.55 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$

$y = \text{esfericidad de las partículas}$

$L = \text{espesor del lecho} = 100 \text{ cm}$

$$\sum_{i=1}^i \frac{x_i}{d_i}$$

$x_i = \text{porcentaje de arena retenida entre dos cedazos consecutivos al hacer el cribado experimental de una muestra del lecho}$

$d_i = \text{diámetro promedio de los dos cedazos consecutivos (cm)}$

Estas pérdidas de carga fueron calculadas con base en datos característicos de un lecho de arena para filtros lentos [4]:

$$P_o = 0.394$$

$$y = 0.81$$

El valor de $\sum_{i=1}^i \frac{x_i}{d_i}$ fue tomado del mismo libro de un análisis de cribado efectuado a un lecho común de arena para filtros lentos (pag. 397), encontrándose un valor de 28.08.

Reemplazando los datos en la ecuación anterior:

$$h_{la} = 6.92 \text{ cm} \approx 0.0692 \text{ m}$$

7.4.8.1.3 Lecho de grava

La ecuación anterior usada para calcular las pérdidas de carga en el lecho de arena fue obtenida a partir de la ecuación propuesta inicialmente por *Darcy*, de la cual se hicieron ciertas correcciones que involucraron el coeficiente de esfericidad y porosidad y otros factores característicos del lecho filtrante. A falta de información detallada sobre los

lechos de grava, se utilizó la ecuación básica de *Darcy* para hallar las pérdidas de carga [4]; dicha ecuación solo requirió conocer de la grava su coeficiente de permeabilidad, el cual fue tomado de un trabajo experimental ilustrado en la INTERNET⁵.

Ecuación básica de Darcy:

$$h_{lg} = \frac{L}{k} v \quad \text{ec. (16)}$$

Donde:

h_{lg} = pérdidas de carga en el lecho de grava (cm)

L = espesor del lecho = 25 cm

k = coeficiente de permeabilidad de la grava = 10 cm/s

v = velocidad de aproximación (se asume que la velocidad permanece constante).

$$= 5.55 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$$

Reemplazando los datos:

$$h_{lg} = 0.014 \text{ cm} = 1.4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

7.4.8.1.4 Orificios

Se utilizó una ecuación teniendo como ejemplo el diseño completo de una planta convencional [4]. Con la siguiente ecuación son calculadas las pérdidas de carga en todos los orificios:

$$h_o = \frac{Q^2}{Cd^2 * A^2 * 2g} \quad \text{ec. (17)}$$

Donde:

h_o = pérdidas de carga totales en los orificios de recolección (m)

Q = caudal total que pasa a través de todos los orificios = 3.34 l/s = 0.00334 m³/s

Cd = coeficiente de descarga (para orificios de ½ in) = 0.61

A = área total de los orificios

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

⁵ www.umng.edu.co/docs/suelos/unidad1

El diámetro adoptado de los orificios es de $\frac{1}{2}$ in ≈ 0.0127 m

El área de cada orificio, A_o es entonces:

$$A_o = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{ec. (18)}$$

$$A_o = 1.27 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

Siendo el número total de orificios en los laterales 576, se tiene que el área total de los orificios es:

$$A = 0.0731 \text{ m}^2$$

Las pérdidas de carga encontradas fueron:

$$h_o = 2.86 * 10^{-4} \text{ m}$$

7.4.8.1.5 Fricción en los laterales

El caudal de agua transportado por cada lateral no es constante sino que va incrementándose a medida que se acerca al múltiple, debido a que por cada orificio dispuesto a lo largo de su longitud está ingresando un caudal.

Para calcular las pérdidas de carga en una tubería de diámetro constante se asume que es aproximadamente igual a la pérdida para el máximo caudal transportado siendo calculada para $\frac{1}{3}$ de la longitud total de la tubería según recomendaciones de diseño de sistemas de drenaje [6].

Las pérdidas en los laterales y en el múltiple fueron calculadas a partir de la reconocida ecuación de *Darcy-Weisbach*:

$$h_f = f \frac{L}{d} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad \text{ec. (19)}$$

Donde:

h_f = pérdidas de carga por fricción con las paredes de la tubería (m)

f = factor de fricción de *Darcy*

d = diámetro de la tubería lateral = $2^{1/2}$ in = 0.0635 m

L = longitud de la tubería (m)

V = velocidad promedio del fluido en la tubería (m/s)

g = gravedad = 9.8 m/s^2

El máximo caudal transportado por un lateral se presenta en el tramo final, después de recibir todas las descargas a través de sus orificios. Por tanto el caudal máximo será la suma de los caudales entregados por cada lateral.

En cada lateral se tienen instalados 64 orificios.

Caudal que pasa a través de 1 orificio, $q_o = 5.8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

El caudal máximo entregado por cada lateral, $Q_{max} = 3.70 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$.

Para un diámetro de cada lateral = $2 \frac{1}{2}$ in = 0.0635 m se tiene un área transversal:

$$A = 0.0032 \text{ m}^2$$

La velocidad del agua en los laterales se calculará para el máximo caudal transportado:

$$V_{max} = \frac{Q_{max}}{A} \quad \text{ec. (20)}$$

Al reemplazar, se obtiene una velocidad máxima, V , de 0.11 m/s en los laterales, la cual se encuentra por debajo del límite máximo recomendado por la teoría de 0.30 m/s.

Cálculo del factor de fricción de *Darcy*

$$\# Re = \frac{DV}{\nu} \quad \text{ec. (21)}$$

Donde:

D = diámetro del lateral = 0.0635 m

V = velocidad del fluido = 0.11 m/s

ν = viscosidad cinemática del agua = $1.13 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Re = 6181

Como Re es > 2100 se tiene un flujo turbulento en el tramo final del lateral, y se encuentra para una tubería rugosa un valor de $f = 0.034$. [10].

Teniendo en cuenta la consideración planteada inicialmente se hallarán las pérdidas de carga para 1/3 de la longitud total del lateral.

Siendo $L = 5.4 \text{ m}$ \rightarrow $L/3 = 1.8 \text{ m}$

Reemplazando los anteriores valores encontrados en la ecuación de *Darcy* se encuentran las pérdidas de carga para 1 lateral:

$$h_f = 5.94 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Como el número total de tuberías laterales es de 9, las pérdidas de carga totales en los laterales será:

$$h_{f \text{ total}} = 5.34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

7.4.8.1.6 Fricción en el múltiple

Como sucede en los laterales, el caudal transportado por el múltiple nos es constante sino que va aumentando a medida que recibe las descargas de los laterales. Por tanto, las pérdidas de carga tampoco son constantes. Para calcular las pérdidas de carga en el múltiple se usará nuevamente la ecuación de *Darcy*.

El tramo del múltiple donde se transporta el mayor caudal se presenta en el extremo final (de donde las aguas se dirigen a la estructura de salida). En este punto, el caudal transportado por el múltiple será la suma de los caudales entregados por cada lateral que debe ser aproximadamente igual al caudal total que ingresa al filtro.

$$\text{Caudal entregado por cada lateral} = 3.7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{s}$$

Si se tienen nueve laterales, el caudal máximo transportado por el múltiple será:

$$Q_{\max} = 3.33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

El anterior valor es prácticamente el mismo valor de caudal que ingresa al filtro ($3.34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$).

Para un diámetro del múltiple = 6 in = 0.1524 m se tiene un área transversal:

$$A = 0.0182 \text{ m}^2$$

Por tanto, la velocidad máxima en el múltiple será:

$$V_{\max} = 0.18 \text{ m/s}$$

Dicho valor se encuentra nuevamente por debajo del límite de velocidad máximo recomendado en los drenes (0.30 m/s).

Cálculo del factor de fricción de *Darcy*

$$\# \text{ Re} = 24276$$

Como Re es > 2100 se tiene un flujo turbulento en el tramo final del múltiple y se encuentra para una tubería rugosa un valor de $f = 0.022$.

$$\text{Siendo } L = 4.8 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L/3 = 1.6 \text{ m}$$

Reemplazando los anteriores valores encontrados en la ecuación de *Darcy* se encuentran las pérdidas de carga en el múltiple:

$$h_f = 3.82 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Las pérdidas totales en el sistema de drenaje se deben al paso del agua a través de los orificios y a la fricción con las paredes de las tuberías del principal y los laterales, por tanto:

$$\begin{aligned} H_{total\ drenaje} &= 2.86*10^{-4} m + 5.34*10^{-3} m + 3.82*10^{-4} m \\ &= 6.0*10^{-3} m \end{aligned}$$

7.4.8.1.7 Cambio de dirección del flujo

Al dirigirse a la estructura de salida, el flujo de agua cambia bruscamente de dirección (90°), por tanto se presentan ciertas pérdidas en este punto. Las pérdidas menores de carga que tienen lugar en las transiciones y en los diferentes accesorios de la tubería se calculan a partir de la ecuación:

$$h_c = k_c \frac{V^2}{2g} \quad \text{ec. (22)}$$

Donde:

h_c = pérdidas menores de carga (m)

k_c = coeficiente empírico que depende del tipo de accesorio o punto de transición de la corriente

V = velocidad promedio del agua en la tubería (m/s)

$g = 9.8 \text{ m/s}^2$

Según el diseño del filtro, el flujo de agua debe experimentar un cambio de dirección para ascender y dirigirse hasta el vertedero de salida, en este punto existe una “T” de donde se divide el flujo hacia el vertedero de salida o hacia una válvula de desagüe que se mantiene normalmente cerrada durante la operación normal del filtro. Por tanto se asumen las pérdidas experimentadas por el fluido en este punto como las causadas por un codo de 90°.

Para un codo de 90° se tiene un coeficiente, $k_c = 0.4$ [4]

La velocidad de aproximación del agua en este punto será la misma velocidad del agua al final del múltiple (0.18 m/s); reemplazando se tiene:

$$h_{codo\ 90^\circ} = 6.61 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

7.4.8.1.8 Expansión brusca del flujo a la salida

Para la expansión brusca del agua se tiene un coeficiente, $k_c = 1$ [4].

Para una velocidad, $V = 0.18$ m/s y utilizando la misma ecuación anterior se hallaron las pérdidas:

$$h_{expansión} = 1.65 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Las pérdidas iniciales de carga totales en el filtro serán la sumatoria de las pérdidas locales en cada aditamento del filtro:

Tabla No 10 Clasificación de las pérdidas de carga iniciales

Factor de pérdidas	Valor estimado (m)
Medio filtrante	0.0692
Medio de soporte	0.00014
Sistema de drenaje	0.0060
Accesorios y transiciones del flujo	0.00231
Pérdidas iniciales totales	0.078

Donde las pérdidas en el sistema de drenaje constituyen solo el 8.7 % de las pérdidas de carga del medio filtrante, valor que se encuentra por debajo del límite recomendado en los criterios de diseño (10 %).

7.4.8.2 Perdidas por colmatación

Las pérdidas de carga total están definidas por las pérdidas a filtro limpio y las pérdidas cuando el filtro está colmatado.

El nivel mínimo (estático) de agua sobre el lecho filtrante está determinado por la altura del vertedero de salida; si se tienen en cuenta las pérdidas de carga iniciales, las cuales serán constantes durante toda la carrera, se encuentra que durante la operación normal del filtro existirá un nivel sobrenadante de agua superior al nivel mínimo (estático).

Considerando que los cálculos de pérdidas de carga se basaron en ecuaciones empíricas y en ciertos supuestos, se estima un valor máximo de pérdidas de carga iniciales de 0.10 m; por tanto el nivel de agua sobrenadante que realmente se hallará en la caja del filtro, se hallará 0.10 m por encima del nivel estático (0.15 m), o sea 0.25 m. De lo anterior se concluye que la altura realmente disponible para la pérdida de carga será de 0.75 m y no de 0.85 m que es la altura del vertedero de excesos dispuesto en la cámara de entrada para conocer el momento en que se llega a la máxima pérdida permitida y se requiere mantenimiento.

$$H_{TOTAL} = H_{FILTRO LIMPIO} (0.10 \text{ m}) + H_{FILTRO COLMATADO} = 0.85 \text{ m}$$

$$H_{FILTRO COLMATADO} = 0.75 \text{ m.}$$

7.4.9 Operación y mantenimiento

Para la operación y el mantenimiento se debe contar con un operador que se capacitará previamente para el adecuado desarrollo de sus funciones. Este debe contar con herramientas, accesorios adecuados y contar con pleno respaldo por parte de la junta administradora del acueducto.

Dentro de las acciones diarias y semanales que debe realizar el operador se encuentran:

- Verificar el caudal de acuerdo con una regla de aforo ubicada en el vertedero de entrada, si este no es el adecuado, controlarlo por medio de la válvula de control.
- Retirar el material flotante en la superficie del filtro, tal como palos, algas, insectos, hojas etc. con el fin que no se peguen a la grava y taponen el filtro.

- Medir y registrar la turbiedad a la entrada y la salida de la unidad de filtración, para esto se pueden utilizar dos vasos de cristal, tomar una muestra en la cámara de entrada y otra en el canal de salida y comparar.
- Revisar y registrar la pérdida de carga que va generando la colmatación del filtro, para esto basta mirar el nivel del agua en la cámara de entrada. En el momento en que este saliendo agua por el vertedero de excesos es necesario realizar una limpieza del lecho, pero se recomienda programar las limpiezas para que nunca se saque de servicio más de un filtro a la vez.

Otras acciones que requieren menos frecuencia:

- Lavar las canaletas y cámaras de entrada. Para lo cual se cierra primeramente la válvula de entrada de flujo, se retiran los tapones de la tubería de desagüe y se procede a lavar las paredes y el fondo con un cepillo y agua limpia; una vez terminado el proceso se instala de nuevo el tapón y se abre la válvula de entrada. Esta acción se recomienda efectuarla cada semana.
- Lavar la cámara de recolección. Se requiere abrir las dos válvulas de desagüe de cada sistema de drenaje, mientras continúan abiertas las válvulas de entrada. Se lavan las paredes y el fondo con un cepillo. Está operación solo debe tardar unos instantes y se recomienda hacerla anualmente o con menos frecuencia.

7.4.9.1 Puesta fuera de servicio de una unidad del filtro

Después de que un filtro ha estado funcionando varias semanas o meses, según su turbiedad, el nivel de agua sobrenadante alcanza el rebose (1 m). Se debe entonces proceder a sacar de servicio el filtro y limpiarlo realizando las siguientes acciones:

1. Remover el material flotante. Se utiliza para ello el “cuello de ganso”.
2. Drenar el agua sobrenadante. Para ello se debe cerrar primero la válvula de entrada, abrir la de desagüe y esperar hasta que el nivel de agua en la caja llegue a

0.2 m por debajo de la superficie del lecho filtrante, momento en el cual se cerrará la válvula de desagüe.

3. Limpiar las paredes del filtro con un cepillo largo.
4. Se puede aumentar la velocidad de filtración en la otra unidad del filtro sin exceder los 0.3 m/h hasta que el filtro entre nuevamente en servicio. Esto para no disminuir tanto la producción de agua limpia en el sistema.

7.4.9.2 Raspado del lecho filtrante

Cuando el filtro esté fuera de servicio se procede a efectuar el raspado del filtro. Se debe raspar del lecho filtrante una capa de 1 a 2 cm. Se recomienda seguir los siguientes pasos:

1. Limpiar botas y todo el equipo (para que no contribuyan al ensuciamiento del filtro).
2. Bajar al lecho filtrante usando una escalera corta, raspar una pequeña área al pie, cubrirla con tablas y colocar el equipo sobre ellas.
3. Marcar el lecho en cuadros de 2 * 2 m aproximadamente y raspar de 1 – 2 cm de la parte superior de cada área.
4. Se debe ir retirando paso a paso la arena extraída y llevarla a una cámara para su posterior lavado.
5. Cuando haya terminado el raspado y se haya extraído toda la arena sucia se debe nivelar la superficie de la arena por medio de un rastrillo.
6. Se debe comprobar la profundidad a que ha descendido el lecho de arena para mirar la necesidad de rearenar el lecho.

Este proceso de raspado debe hacerse lo más rápido posible a fin de minimizar la interferencia con la vida biológica en las capas más profundas del lecho.

7.4.9.3 Lavado de la arena con manguera

La arena removida en los raspados se debe lavar para liberar las impurezas antes de colocarla en el filtro. Se recomienda el siguiente procedimiento:

1. En la cámara de lavado, se debe dirigir el chorro de la manguera sobre la arena y removerla; generalmente se toma una hora.
2. Se debe comprobar que la arena está limpia, para lo cual se puede poner un pequeña cantidad en un cilindro de vidrio, añadirle agua, agitarlo bien y dejar que se asiente. Si la arena está limpia, casi no aparecerá sedimento sobre la superficie, si es así, se debe volver a poner al chorro.
3. Se debe secar la arena, para lo cual se debe esparcir sobre una plataforma y colocarla al sol.
4. La arena lavada se debe guardar apropiadamente en un deposito para prevenir su contaminación.

7.4.9.4 Arranque del filtro

La puesta en marcha del filtro se realiza siguiendo estos pasos:

1. Abrir la válvula que comunica los filtros, ubicada en la estructura de salida y efectuar el llenado ascendente de la unidad en mantenimiento con agua limpia proveniente de la otra.
2. Una vez el nivel de agua alcance el mínimo requerido (5 cm aprox.) se cierra la válvula de conexión con el otro filtro.
3. Abrir la válvula de entrada de agua y operar con una velocidad de filtración cinco veces menor a la de operación (0.2 m/h) e ir aumentando progresivamente la velocidad de filtración cada hora, hasta alcanzar esta velocidad de diseño.
4. Abrir la válvula de desagüe y desechar esta agua por un periodo de 24 horas o el que se requiera para la maduración del filtro, a menos que se disponga de un sistema continuo de desinfección.
5. Transcurrido este tiempo, cerrar la válvula de desagüe y establecer nuevamente el caudal normal de operación.

7.4.9.5 Rearenamiento del filtro

La reposición de la arena en el filtro es necesaria cuando los raspados sucesivos han reducido el espesor del lecho de arena a 50 – 60 cm. Afortunadamente, esta operación bastante prolongada solo hay que hacerla cada dos o tres años. Esta labor debe ser realizada por un grupo de personas ya que se trata de un trabajo duro. Se recomienda seguir los siguientes pasos:

1. Raspar la capa superior del lecho, 1 a 2 cm, lavarla y almacenarla.
2. Evacuar completamente toda el agua de la caja del filtro, abriendo nuevamente la válvula de desagüe.
3. Dividir la superficie del filtro en varias partes para rearenarlas una por una
4. Sacar la arena de una parte del filtro (dejando una capa de 0.2 m) y se amontona a un lado del filtro.
5. Colocar la arena nueva en lugar de la extraída y nivelarla.
6. Introducir la capa de arena vieja sobre la nueva, esto para aprovechar los microorganismos con los cuales está enriquecida.
7. Realizar el mismo procedimiento para cada parte del filtro y nivelar finalmente la superficie.

7.4.9.6 Estructuras requeridas

Como de un adecuado mantenimiento depende el buen desempeño del filtro, para desarrollar las distintas actividades que este exige, se necesita contar con las siguientes estructuras:

- Cámara de lavado de la arena.
- Plataforma para el secado de la arena.
- Deposito de almacenamiento de la arena seca.

7.5 SISTEMA DE DESINFECCIÓN

Aunque el sistema de filtración lenta presenta muy altos porcentajes de remoción bacteriológica y de quistes de protozoarios, son muchas las clases de microorganismos patógenos como virus y otros más que pueden existir en el agua y por algunas circunstancias pueden atravesar este sistema sin ser destruidos, constituyéndose por tanto en un gran riesgo de salud para la comunidad. Se recomienda por tanto, la instalación de un sistema de desinfección continuo como una barrera extra para la destrucción completa de los organismos causantes de enfermedades o patógenos presentes en ella.

Existen varios métodos químicos de desinfección de las aguas pero un sistema de cloración presenta por obvias razones las mayores ventajas y realmente la única posibilidad de adaptar un sistema de desinfección al filtro lento, algunas de sus ventajas son: es relativamente económico, eficiente, fácil de aplicar y deja efecto residual que se puede medir por sistemas muy simples. Tiene en cambio la desventaja de ser corrosivo, y especialmente en algunos casos, formar subproductos posiblemente peligrosos para la salud y producir sabor desagradable en el agua.

Las reacciones del hipoclorito de calcio son enteramente similares a las del cloro gaseoso y básicamente se pueden considerar dos tipos de reacciones del cloro en el agua:

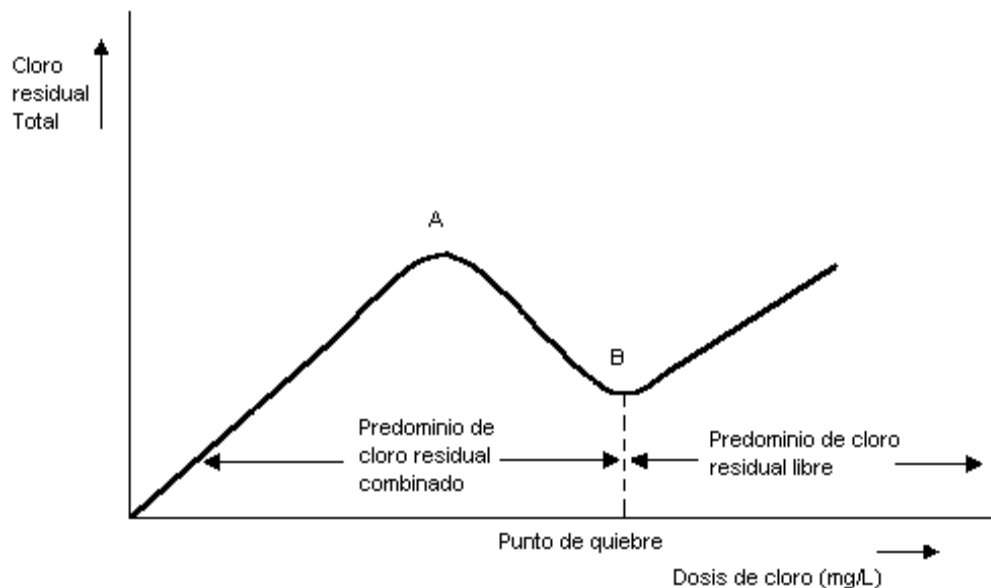
- Las de hidrólisis: Con las moléculas de agua para producir *cloro libre*.
- Las de oxidación-reducción:
 - a. Con el nitrógeno amoniacal para producir cloraminas, a las cuales se les llama *cloro combinado utilizable*.
 - b. Con los aminoácidos, materiales proteínicos, orgánicos y algunas sustancias químicas con los cuales produce distintos compuestos que forman el *cloro combinado no utilizable o demanda*.

Cada uno de los compuestos anteriores tiene diferentes propiedades. Los residuales de cloro combinado son mucho menos efectivos como desinfectantes que los residuales libres y otros carecen de todo poder desinfectante, como son los cloruros inorgánicos y orgánicos producidos por la demanda. Esta proporción de cloro que aparentemente se ha consumido pues no es detectable como cloro residual se define como la diferencia entre el cloro aplicado y el cloro medido después de un determinado tiempo de contacto. La demanda hace bajar la concentración de cloro residual.

La presencia de cloro residual en una u otra forma, depende de varios factores tales como la dosis de cloro aplicada, tiempo de contacto, pH, temperatura, presencia (concentración) de nitrógeno amoniacal u orgánico que con ciertas sustancias químicas hacen que se pierda el poder oxidante o desinfectante.

Al aplicar cloro a un agua que contiene agentes reductores, amoniaco y aminas orgánicas, si se mide y se construye una gráfica de dosis aplicada contra los residuales obtenidos se encuentra la conocida “curva de demanda de cloro”.

Figura 15 Curva de demanda de cloro



En esta curva se observa un incremento inicial en los residuales de cloro seguido de una declinación y luego, finalmente, de otro incremento, a partir del punto conocido como punto de quiebre. En este punto se han oxidado los compuestos susceptibles de ser oxidados por el cloro, a partir de este punto todo el cloro adicionado desarrolla un residual de *cloro libre*. Teóricamente el punto de quiebre se presenta a una relación en peso de Cl_2 : NH_3 de 10: 1.

Para el sistema a proponer se propone adicionar el cloro en forma de hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{OCl})_2$, el cual es un blanqueador seco disponible el comercio con una concentración del 70 %, sencillo para manejar, fácilmente soluble en agua y también retiene su fuerza original durante más de un año bajo condiciones normales de almacenamiento. Se expende en forma granular en paquetes de 40 Kg. La dosificación se puede hacer mediante una bomba a partir de soluciones preparadas del 1 al 5 % y almacenadas en un tanque anticorrosivo.

Se requiere la construcción de una caseta para el almacenamiento del hipoclorito de calcio.

7.5.1 Estimación de la dosis de cloro

Cualquiera sea el nivel de complejidad, la determinación de la dosis de cloro con la cual debe operar la unidad de desinfección y el dimensionamiento de la misma debe hacerse por el método concentración-tiempo. Este método parte del principio de que la concentración “C” de desinfectante aplicado (cloro libre) multiplicada por el tiempo de detención “t” desde que se aplica dicha dosis hasta que se consume el agua, es igual a una constante “K”, o sea que $Ct = K$. Los valores de esa constante K se encuentran dados en el RAS para diferentes % de remoción de los quistes de Giardia Lamblia y dependiendo de la eficiencia de los procesos previos a la desinfección en los que se remueven ciertos porcentajes de organismos patógenos, que en algunos casos como en la filtración lenta pueden llegar hasta el 99 % (2 logs). Se toma como referencia la Giardia Lamblia puesto

que estos microorganismos presentan una muy alta resistencia a los desinfectantes usuales (muy superior a la de las enterobacterias y virus usuales). Según la EPA, para países en vía de desarrollo se puede usar las tablas para el cálculo de la dosis a aplicar y el tiempo de contacto necesarios.

Las normas dadas por la agencia de protección ambiental (EPA) exigen una inactivación del 99.9 % de Giardia Lamblia, esto equivale a decir hasta 3 escalas (3 log) en el papel de probabilidades. La remoción de patógenos en el proceso de filtración lenta se puede estimar en un valor mínimo de 1 log, por tanto la desinfección deberá llevar hasta una remoción de 2 log. Lo anterior quiere decir que para un porcentaje de remoción mínimo del 90 % en la filtración lenta, la desinfección debe lograr una remoción hasta del 99.9 %.

Teniendo en cuenta los “buenos resultados” de los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos y suponiendo que el filtro lento opere de una manera adecuada, se puede asegurar que la presencia de nitrógeno en cualquiera de sus formas en el efluente del filtro será mínima y el cloro aplicado resultará en su gran mayoría como cloro libre, por lo cual no se requerirá una desinfección muy exigente. Suponiendo una dosis a aplicar de 0.8 mg/l, se encuentra, para una temperatura y pH promedios de 17 °C y 6.6 respectivamente un valor de $K = 19 \text{ mg-min/l}$. (Tabla C.8.2 A [7])

El tiempo de contacto requerido será de:

$$t = \frac{19 \text{ mg-min/l}}{0.8 \text{ mg/l}} = 24 \text{ min.}$$

La dosis de desinfectante necesaria en Kg/d será:

$$0.8 \text{ mg/l} * 200.4 \text{ l/min} * 1 \text{ Kg/ } 1 * 10^6 \text{ mg} * 1440 \text{ min/d} = 0.230 \text{ Kg/d}$$

Por tanto diariamente solo se requerirán 0.23 Kg de desinfectante para dejar un residual de cloro libre de 0.8 mg/l.

Para una desinfección óptima, debe asegurarse una mezcla completa y rápida de la solución de hipoclorito aplicada con el agua que se vaya a tratar. Esto se facilita colocando el punto de dosificación de la solución de cloro encima del vertedero dispuesto en la estructura de salida.

Debido a que en el tanque de almacenamiento el nivel de agua está variando constantemente y no se garantiza el tiempo de contacto requerido, se debe instalar una pared en su interior para que funcione como un vertedero y asegure que el agua permanezca dentro, el tiempo de contacto mínimo para producir el residual de cloro libre predeterminado (0.8 mg/l). Al instalar la pared, el tanque obviamente quedará dividido en dos compartimentos; el efluente del filtro ingresará al primer compartimiento (por la base) donde permanecerá 24 minutos como mínimo e irá pasando por rebose al segundo compartimiento de donde saldrá por la red de distribución.

8. COSTOS GENERALES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

8.1 FILTRO LENTO

El costo de construcción de los filtros lentos de arena se determina principalmente en función del costo de los materiales como cemento, arena de construcción, grava, acero para refuerzo, arena para filtros, tuberías y válvulas. El costo de la mano de obra y el terreno es menos importante; en la zona rural de Supia este valor se puede acercar al 1% del costo total de construcción.

De acuerdo con lo anterior se realiza a continuación, con base en los planos del filtro, un estimativo de costos de los materiales y accesorios más representativos.

Concreto:

- Caja del filtro (incluye paredes y piso): 40.5 m³
- Estructuras de entrada y salida: 5.5 m³

Hierro:

Por cada m³ de concreto se requieren 65 Kg. de acero de refuerzo para este tipo de obras (*datos otorgados por el ingeniero civil Arturo Gómez Tobón*).

Por tanto serán necesarios: 3315 Kg.

Tubería:

- Tubería sanitaria diámetro 2 1/2 in. 97 m.
- Tubería sanitaria diámetro 6 in. 10.5 m.

Gravas y arena:

- Grava: 15 m³
- Arena de diferentes diámetros: 60 m³

Principales accesorios:

- Vertedero triangular en lamina (90°): 4 unidades
- Compuerta T según plano de entrada al F.L.: 2 unidades

Terreno:

- Terreno para el filtro: 120 m²

Estableciendo los costos actuales (septiembre 2003) de los materiales se tiene.

Tabla No 11 Costos generales de construcción del filtro lento

Materiales y accesorios	Unidad	Cantidad	Valor unitario	Valor total
Concreto	m ³	51	360.000	18'360.000
Hierro	Kg	3.315	2.440	8'088.600
Tubería múltiple (φ = 6 in.)	m	10.5	23.281	244.450
Tubería laterales (φ = 2 ^{1/2} in.)	m	97	5.521	535.537
Grava	m ³	15	111.360	1'670.400
Arena	m ³	60	148.480	8'908.800
Terreno	m ²	120	2.000	240.000
Vertedero ?	u	4	111.360	445.440
Compuerta T	u	2	185.600	371.200
TOTAL F.L.A.				38'864.427

El costo reportado de concreto incluye material e instalación y los costos reportados de grava y arena incluyen transporte.

El precio de la tierra en la zona rural de Supia tiene un valor promedio de \$2000 según datos suministrados por un “oficial” de construcción.

Es necesario indicar que los costos se incrementan un poco con la construcción de otras obras tales como cámara de lavado de arena, depósitos de arena seca, además de algunos accesorios secundarios requeridos para el filtro.

Adicionalmente se deben tener en cuenta los costos de mano de obra, los cuales no serán tan altos puesto que se recurrirá a los mismos habitantes de la zona que a su vez se beneficiarán del sistema de tratamiento. Asimismo, los costos de operación y mantenimiento son muy bajos y solo se requerirá dar un adecuado salario al fontanero que se encargará permanentemente de estas labores.

8.2 SISTEMA DE DESINFECCIÓN

La cantidad de cloro que se agrega en el proceso de tratamiento debe controlarse cuidadosamente, para lo cual se debe utilizar una bomba dosificadora.

Por tanto diariamente solo se requerirán 0.23 Kg. de desinfectante para dejar un residual de cloro libre de 0.8 mg/l.

Si un bulto de hipoclorito de Sodio de 40 Kg. cuesta \$ 266800 pesos, el costo diario será

$$\frac{0.23Kg}{dia} * \frac{266800 pesos}{40Kg} = 1540 \text{ pesos / día}$$

Los costos anuales para el sistema de desinfección continua serán de 560000 pesos.

Como el hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{OCl})_2$, se encuentra en forma sólida, se requiere la preparación de una solución (del 1 al 5 %) para poder adicionar el cloro mediante una bomba dosificadora.

Para una concentración del hipoclorito de calcio del 70 % y una concentración de la solución del 1 %, se requiere la siguiente cantidad diaria de desinfectante en l/día:

$$0.23 \text{ Kg/día} * 1000 \text{ g/ Kg} * 1 \text{ l} / 14.3 \text{ g Ca}(\text{OCl})_2 / \text{l} = 16 \text{ l/día.}$$

Como la dosis requerida diariamente es muy pequeña, no se necesita una bomba muy grande para manejar este caudal y dicha bomba tiene un costo en el mercado cercano a los \$ 600000 pesos.

La información sobre los costos del hipoclorito de Calcio y la bomba dosificadora fueron obtenidos de Ingenieros Químicos & Asociados, IQA. Manizales.

9. CONCLUSIONES

1. En general las aguas de la quebrada Rapado se encuentran en muy buenas condiciones, la mayoría de las características fisicoquímicas del agua cruda permanecen dentro de los parámetros exigidos por la legislación Colombiana para agua potable.
2. La zona de quietamiento existente antes de la bocatoma contribuye a la retención de muchas de las partículas suspendidas, arena y rocas arrastradas normalmente por las aguas, por tanto, la existencia de esta zona reduce notablemente la cantidad de sólidos suspendidos que ingresan al sistema de abastecimiento.
3. El filtro lento se constituye como la alternativa de tratamiento más factible técnica y económicamente para la comunidad beneficiada del acueducto y brinda las mayores opciones de sostenibilidad por su alta eficiencia, bajos costos y simplicidad de operación y mantenimiento.
4. El sistema de desinfección asegurará completamente la calidad bacteriológica del agua que se dispondrá para los usuarios y tendrá la ventaja adicional de que durante el periodo de maduración de la capa biológica, después del raspado del lecho filtrante, se podrá suministrar el agua a la comunidad sin riesgo biológico y no habrá necesidad de interrumpir por un largo periodo el servicio.
5. Dada la gran disponibilidad de agua para abastecer actualmente a la comunidad y la flexibilidad del sistema de tratamiento elegido, existe la posibilidad de construir una ampliación, adaptando simplemente otra unidad; por tanto, durante el estudio

de la zona adecuada para la ubicación del filtro, se debe reservar una zona adicional para la futura ampliación de la planta.

6. El diseño del filtro es relativamente simple, no se requiere ningún equipo especial, y para su construcción se facilita el uso de materiales y mano de obra local, lo cual reduce los costos considerablemente. La inversión inicial que se requiere es baja en comparación con otras alternativas de tratamiento.
7. Como se reducirá considerablemente el caudal habitual que ingresa al tanque de distribución, el nivel habitual en este disminuirá, por tanto se reducirá la carga de presión existente. Además de requerirse la división del tanque para efectos de la desinfección, esta reforma contribuirá a que el nivel de agua en el segundo depósito no sea tan bajo.
8. El volumen que presenta el tanque de distribución (72 m^3) es una gran ventaja pues permite almacenar una cantidad suficiente de agua, principalmente en las noches, de tal manera que pueda ser satisfecha la demanda máxima diaria por los usuarios del sistema de abastecimiento.

10. RECOMENDACIONES

1. Elevar la pendiente de la tubería que sale de la bocatoma (tanque de recolección) hacia el desarenador, la cual se encuentra al mismo nivel del fondo del canal de aducción, lo que evitará la introducción continua de todo el material sólido y partículas arrastradas por el flujo de agua captado, al sistema de abastecimiento, ya que permitiría una retención previa del material sólido más pesado, con lo cual se facilitará y mejorará el desempeño del desarenador.
2. Se aconseja la instalación completa de la rejilla metálica faltante en la bocatoma y para garantizar la seguridad de esta, se recomienda para después de instalarla, vaciar concreto en los bordes de forma tal que resulte difícil desprenderla.
3. Las tuberías que conducen el agua desde la bocatoma hasta el tanque de distribución se encuentran muy desgastadas, oxidadas y el continuo paso del agua a través de tuberías tan corroídas, puede arrastrar partículas metálicas muy peligrosas, como también se puede dar lugar a infiltraciones en algún punto de las tuberías hacia el sistema de abastecimiento; este hecho constituye una gran riesgo para la salud y el bienestar de toda la comunidad beneficiada por el acueducto, por tanto se sugiere una restitución completa de la red de conducción.
4. No se dispone de ninguna clase de válvula en el desarenador y en el tanque de distribución, para evacuar el agua almacenada en cada unidad por la tubería de desagüe, para su respectivo mantenimiento. Las tuberías dispuestas para el desagüe se encuentran taponadas con tacos de madera que son retirados manualmente por el fontanero cuando se requiera el mantenimiento de la respectiva unidad. Esto representa un gran peligro para el operador, pues

usualmente el agua sale con mucha presión y pudiese causarle un grave accidente. Se aconseja la instalación de válvulas “mariposa” en vez de los tacos de madera que permitan una evacuación fácil del agua almacenada y eliminen el enorme riesgo para el operador.

5. El desarenador y principalmente el tanque de distribución, requieren un refuerzo estructural ya que sus paredes internas se encuentran muy desgastadas y algo agrietadas.
6. El tanque de distribución está expuesto fácilmente a contaminación por alguna acción eventual o por acciones de personas malintencionadas, lo cual representa un gran peligro para la comunidad, por tanto se aconseja la instalación de algún dispositivo de seguridad para garantizar que las aguas tratadas conserven sus características y sean suministradas sin riesgo alguno a la comunidad.
7. Como el sistema de distribución debe estar diseñado para satisfacer la demanda máxima diaria para toda la comunidad, se sugiere la construcción de pequeños tanques de almacenamiento en distintos puntos de la red de distribución, que almacenarán principalmente durante las noches, una cantidad de agua tal que pueda satisfacer la demanda máxima diaria. Un almacenamiento descentralizado contribuye también a generar una mejor distribución de flujo y presión.
8. Debido a que en las épocas de verano, algunas viviendas ubicadas en zonas altas tienen dificultades para disponer del recurso, pues este no les llega en la cantidad suficiente (la carga de presión es mínima), se propone para aumentar la carga de presión, evitar que el flujo de agua pase a través de los dos tanques que quiebra presión dispuestos en la red de distribución y permitiendo solo el paso a través del primero de ellos.

9. Previo a la construcción e instalación del sistema de tratamiento, se deben realizar charlas educativas con la comunidad para indicarles la estrecha relación entre agua y enfermedad. Se debe tratar de concientizar a las personas de la urgente necesidad de instalar un sistema de tratamiento para las aguas crudas y el valor que representa disponer de agua potable. Esto con el fin de promover cambios en las prácticas locales y los usos que en la actualidad se le dan al agua.

10. Ya que en algunos sectores aledaños a la microcuenca se aprecian algunos procesos erosivos provocados por incendios forestales, se aconseja realizar en los alrededores una reforestación para no poner en riesgo y garantizar la disponibilidad suficiente del recurso para los años futuros.

BIBLIOGRAFIA

1. CORPOCALDAS, Agenda Ambiental del municipio de Supia. Año 2000
2. DANE, Censo del 2002. Regional Caldas, municipio de Supia.
3. CASAS R. JOSE VICENTE, Coagulación-Floculación, Universidad Nacional sede Manizales, 1998.
4. ARBOLEDA V. JORGE, Teoría y Purificación del Agua. Tomos 1 y 2. Mc. Graw hill. Colombia. 2000.
5. J.T. VISSCHER, R. PARAMASIVAN, Filtración lenta en arena, Tratamiento de agua para comunidades. Cinara, Colombia, 1992.
6. ROMERO ROJAS JAIRO A, Acuípurificación. Escuela Colombiana de Ingeniería. Colombia, 1994
7. Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico. RAS. 2000.
8. MINISTERIO DE SALUD. Decreto 475 de 1998.
9. MINISTERIO DE SALUD. Guía para la toma de muestras de agua.

10. LOPEZ CUALLA RICARDO A. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Escuela Colombiana de Ingeniería. Colombia. 1995
11. VELEZ ARIAS LINA C, Sistema de tecnología apropiada para la potabilización de aguas. Universidad Nacional de Colombia. Colombia. 1999
12. GONZALES JIMÉNEZ MARIA E., OBANDO CHACON JORGE H. Estudio de la calidad del agua de las quebradas San Pablo y San Miguel y alternativas para su potabilización. Universidad Nacional de Colombia. 2000
13. CD Filtración en múltiples etapas, FiME. CINARA

Paginas visitadas en Internet :

14. www.umng.edu.co/docs/suelos/unidad1
15. www.cepis.ops-oms.org

Instituciones y personas consultadas:

- INSTITUTO GEOGRAFICO AGUSTIN CODAZZI.
- EMPOCALDAS.
- CORPOCALDAS.
- ALCALDIA DE SUPIA.
- COMITÉ DEPARTAMENTAL DE CAFETEROS.
- Ing. Sergio Humberto Lopera Proaños. Jefe departamento de planeación.
- Ing. Arturo Gómez Tobón. Edificio Cumanday.
- Señor Jaime Ancizar Ramírez. Operario acueducto Tacón Mudarra.

ANEXOS

ANEXO A. Resultados experimentales de los ensayos de jarras

Tabla No 12 Coagulante optimo

	Índice de Willcomb		Color residual (UPt-Co)		Turbiedad residual (NTU)	
	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 1	Ensayo 2
Cloruro férrico	6	6	6.1	13.0	1.5	1.4
Sulfato de aluminio	4	4	6.53	20.4	3.5	8.5

Tabla No 13 Dosis optima de coagulante (5%). Ensayo No 1

Jarra N°	Dosificación mg/l	Índice de Willcomb	Color residual (UPt-Co)	Turbiedad residual (NTU)
1	20	2	8.27	1.9
2	25	4	5.66	1.5
3	30	6	12.6	1.3
4	35	8	6.97	1.3
5	40	8	5.23	1.1
6	50	6	5.23	1.3

Tabla No 14 Dosis optima de coagulante (5%). Ensayo No 2

Jarra N°	Dosificación mg/l	Índice de Willcomb	Color residual (UPt-Co)	Turbiedad residual (NTU)
1	20	0	35.71	5.6
2	25	2	31.35	5.0
3	30	0	32.22	6.3
4	35	2	39.65	4.5
5	40	2	34.84	4.7
6	50	4	35.29	3.9

Tabla No 15 Dosis optima de coagulante (10%). Ensayo No 1

Jarra N°	Dosificación mg/l	Índice de Willcomb	Color residual (UPt-Co)	Turbiedad residual (NTU)
1	20	4	6.10	1.5
2	25	6	6.53	1.3
3	30	6	8.71	1.1
4	35	8	6.97	1.2
5	40	6	6.977	1.1
6	50	6	5.66	1.3

Tabla No 16 Dosis optima de coagulante (10%). Ensayo No 2

Jarra N°	Dosificación mg/l	Índice de Willcomb	Color residual (UPt-Co)	Turbiedad residual (NTU)
1	20	6	13.06	1.2
2	25	4	15.68	1.5
3	30	4	15.24	1.4
4	35	8	11.75	1.2
5	40	6	13.50	1.3
6	50	8	13.06	1.1

Tabla No 17 Gradiente y Tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 1

	Gradiente de 18 s^{-1}		
Jarra N°	Tiempo (min)	Turbiedad residual (NTU)	Color residual (UPt-Co)
1	5	2.3	16.55
2	10	1.3	13.03
3	15	1.4	8.71
4	20	1.0	6.97
5	30	1.2	6.53
6	35	1.4	4.79

Tabla No 18 Gradiente y Tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 2

	Gradiente de 18 s^{-1}		
Jarra N°	Tiempo (min)	Turbiedad residual (NTU)	Color residual (UPt-Co)
1	5	2.5	21.77
2	10	1.8	17.42
3	15	1.3	14.80
4	20	1.6	12.19
5	30	1.4	10.45
6	35	1.3	9.14

Tabla No 19 **Gradiente y Tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 1**

	Gradiente de 32 s ⁻¹		
Jarra N°	Tiempo (min)	Turbiedad residual (NTU)	Color residual (UPt-Co)
1	5	2.4	15.24
2	10	1.9	9.58
3	15	1.9	9.15
4	20	2.0	7.40
5	30	1.7	8.27
6	35	1.7	7.84

Tabla No 20 **Gradiente y Tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 2**

	Gradiente de 32 s ⁻¹		
Jarra N°	Tiempo (min)	Turbiedad residual (NTU)	Color residual (UPt-Co)
1	5	2.7	23.08
2	10	1.9	13.06
3	15	1.3	9.58
4	20	1.2	7.83
5	30	1.6	14.80
6	35	2.1	20.46

Tabla No 21 Gradiente y Tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 1

	Gradiente de 38 s⁻¹		
Jarra N°	Tiempo (min)	Turbiedad residual (NTU)	Color residual (UPt-Co)
1	5	2.2	16.11
2	10	2.2	10.45
3	15	2.1	9.15
4	20	2.3	11.32
5	30	2.5	9.15
6	35	2.5	8.27

Tabla No 22 Gradiente y Tiempo óptimos de mezcla lenta. Ensayo No 2

	Gradiente de 38 s⁻¹		
Jarra N°	Tiempo (min)	Turbiedad residual (NTU)	Color residual (UPt-Co)
1	5	2.4	18.72
2	10	2.0	15.24
3	15	2.3	17.42
4	20	2.1	15.67
5	30	2.0	18.72
6	35	2.3	18.29

Tabla No 23 pH óptimo. Ensayo No 1

Jarra N°	pH_o	pH_f	Turbiedad residual (NTU)	Color residual (UPt-Co)
1	7.5	4.8	3.1	19.16
2	8.6	4.9	3.0	24.39
3	9.6	6.5	2.0	12.63
4	10.1	7.5	1.4	10.02

Tabla No 24 pH óptimo. Ensayo No 2

Jarra N°	pH_o	pH_f	Turbiedad residual (NTU)	Color residual (UPt-Co)
1	6.4	5.5	5.0	18.06
2	6.9	5.9	4.3	17.42
3	8.4	6.6	3.9	16.05
4	9.0	7.4	2.3	14.02
5	9.6	7.3	2.0	14.51
6	10.6	9.7	1.8	11.60

ANEXO B. Gráficas de resultados experimentales de los ensayos de jarras

Coagulante óptimo:

Figura 16 Turbiedad residual vs Coagulante aplicado. Ensayo No 1

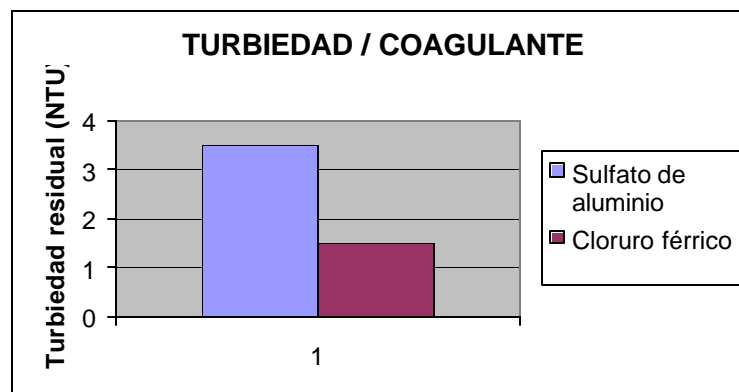


Figura 17 Turbiedad residual vs Coagulante aplicado. Ensayo No 2

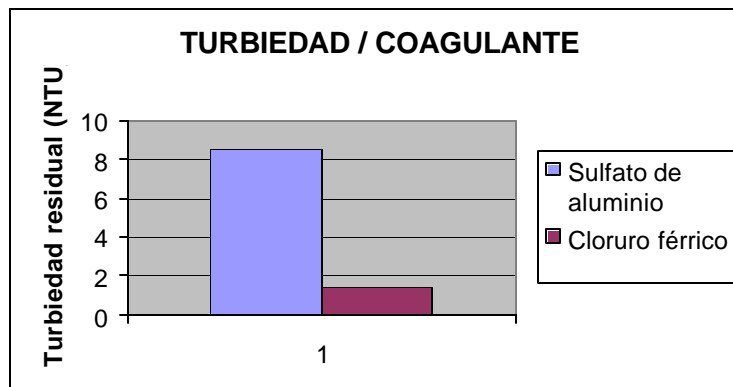


Figura 18 Color residual vs Coagulante aplicado. Ensayo No 1

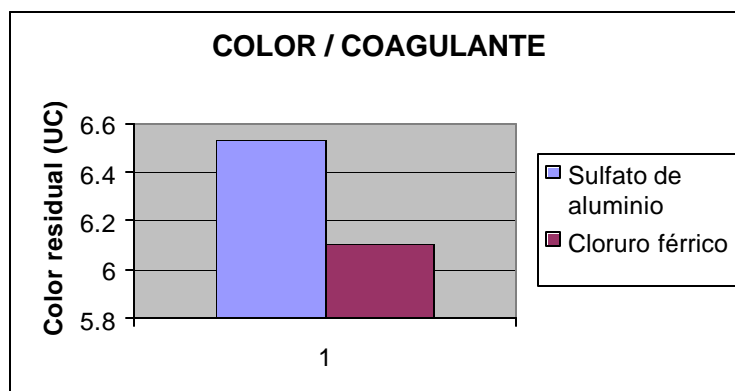
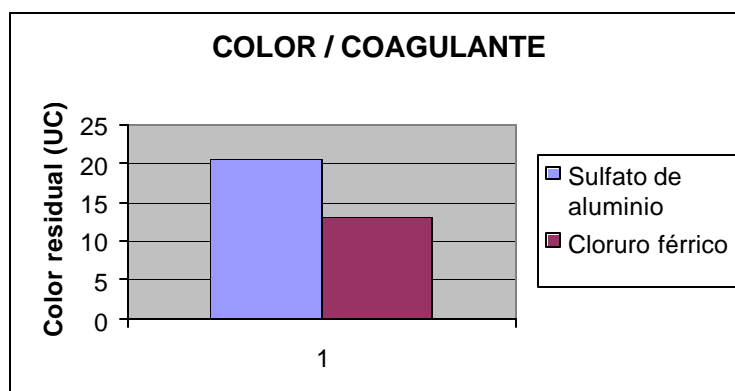


Figura 19 Color residual vs Coagulante aplicado. Ensayo No 2



Dosis y concentración óptima de coagulante:

Figura 20 Turbiedad residual vs Dosis de coagulante. Ensayo No 1

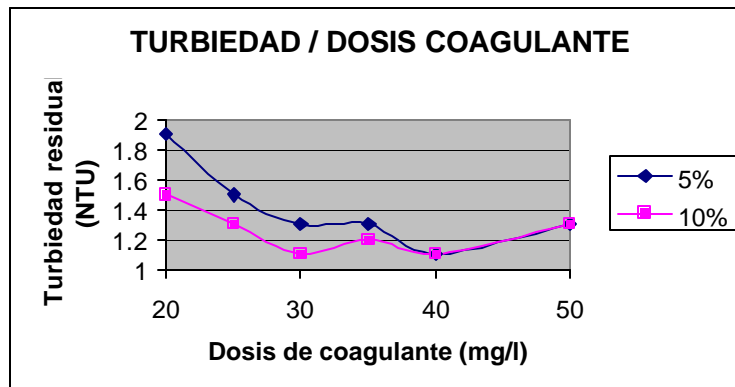


Figura 21 Turbiedad residual vs Dosis de coagulante. Ensayo No 2

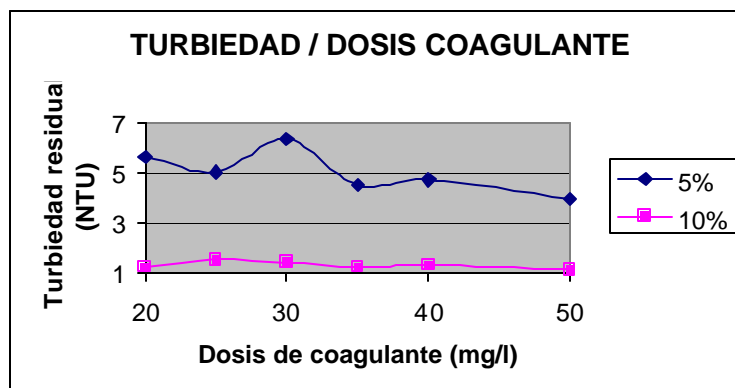


Figura 22 Color residual vs Dosis de coagulante. Ensayo No 1

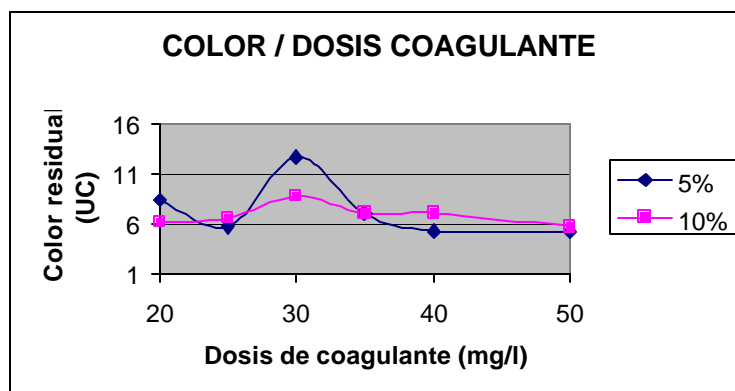
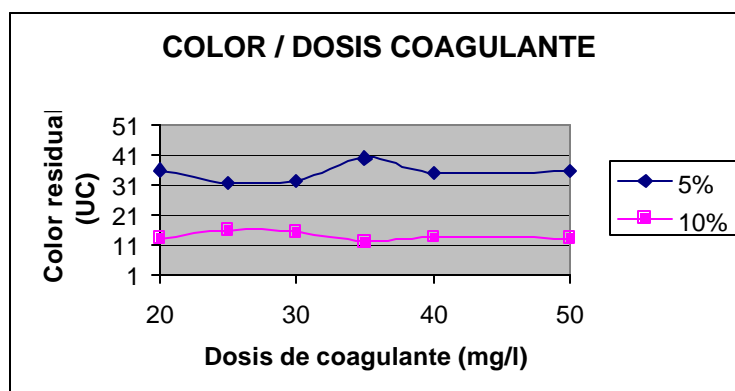


Figura 23 Color residual vs Dosis de coagulante. Ensayo No 2



Tiempo y gradiente óptimo de mezcla lenta:

Figura 24 Turbiedad residual vs Tiempo mezcla lenta. Ensayo No 1

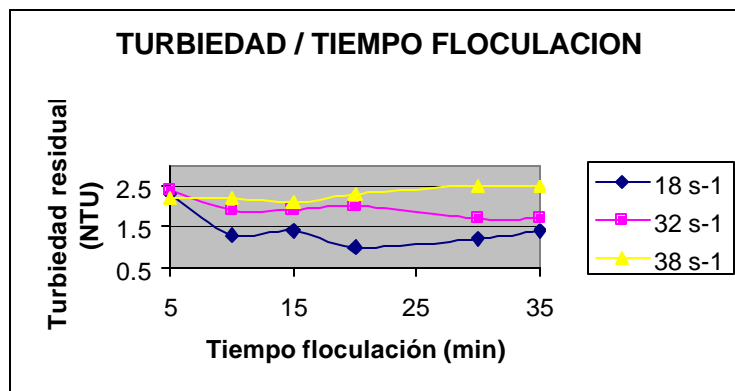


Figura 25 Turbiedad residual vs Tiempo mezcla lenta. Ensayo No 2

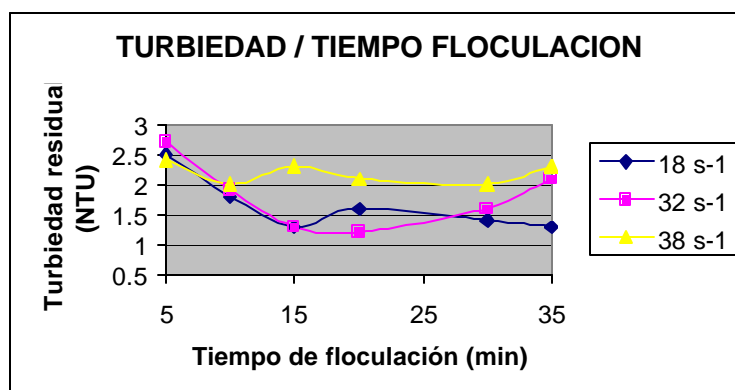


Figura 26 Color residual vs Tiempo mezcla lenta. Ensayo No 1

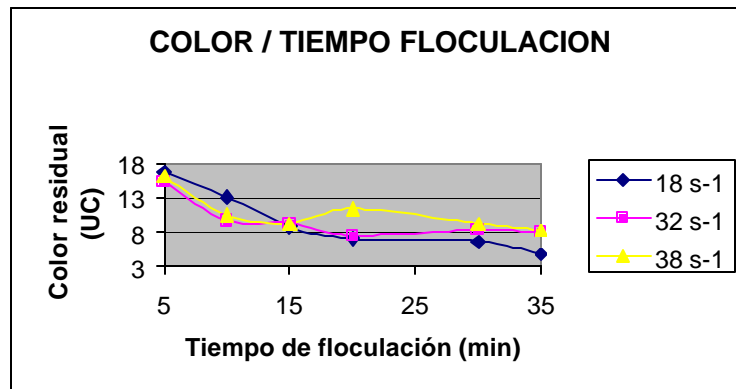
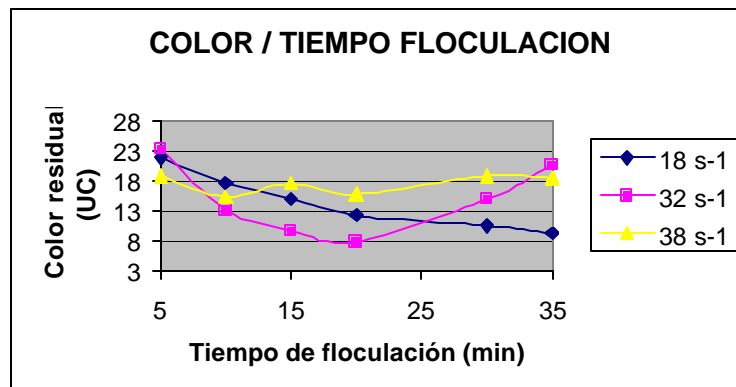


Figura 27 Color residual vs Tiempo mezcla lenta. Ensayo No 2



pH óptimo

Figura 28 Turbiedad residual vs pHo. Ensayo No 1

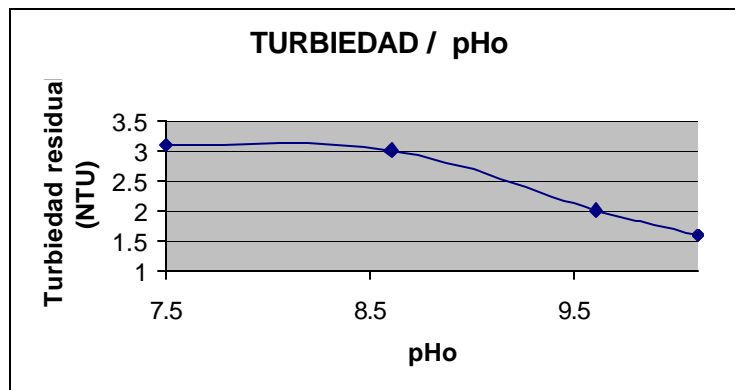


Figura 29 Turbiedad residual vs pHo. Ensayo No 2

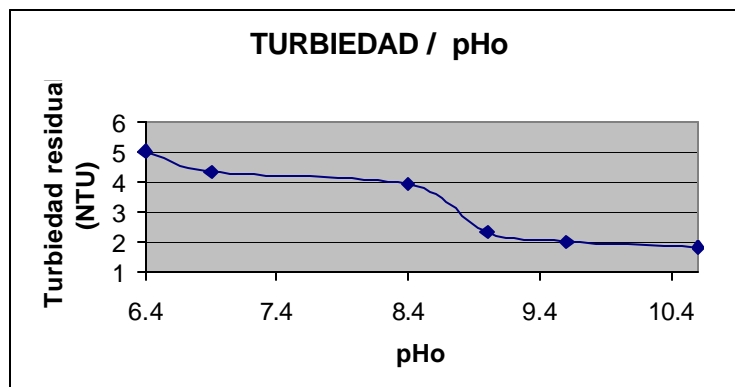


Figura 30 Color residual vs pHo. Ensayo No 1

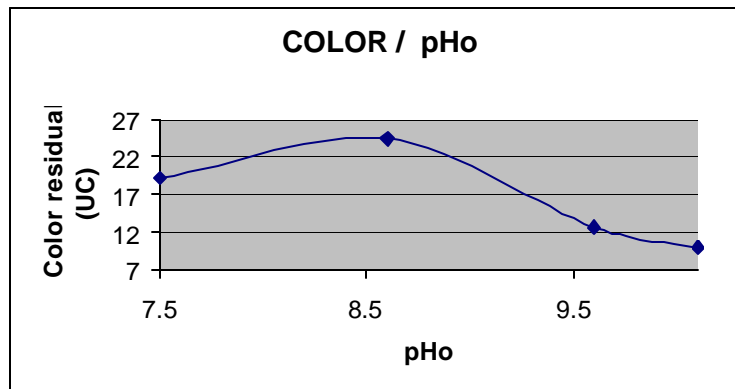


Figura 31 Color residual vs pHo. Ensayo No 2

