

	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	<u>Documento</u>	<u>Código</u>	<u>Fecha</u>	<u>Revisión</u>
	FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	10-04-2012	A
	<u>Dependencia</u>	<u>Aprobado</u>		<u>Pág.</u>
	DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	SUBDIRECTOR ACADEMICO		1(131)

RESUMEN - TESIS DE GRADO

AUTORES	HEIDY PAOLA QUIROGA VERGEL SELKIN EDUARDO SANTIAGO TRIGOS
FACULTAD	DE CIENCIAS AGRARIAS Y DEL AMBIENTE
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERIA AMBIENTAL
DIRECTOR	GUSTAVO ELBERTO EPALZA SÁNCHEZ
TÍTULO DE LA TESIS	DISEÑO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DE AGUA PARA LA VEREDA SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN

RESUMEN (70 palabras aproximadamente)

EN ESTE TRABAJO DE GRADO SE REALIZÓ EL DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA VEREDA SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN, DESDE LA CAPTACIÓN DE AGUA HASTA LA POTABILIZACIÓN. LA VEREDA SANTA BÁRBARA DURANTE MUCHO TIEMPO HA TENIDO PROBLEMAS CON RESPECTO A LA CALIDAD DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO, LO QUE HA GENERADO CONSECUENCIAS PARA LA SALUD DE LA POBLACIÓN EXISTENTE, PRINCIPALMENTE PROBLEMAS GASTROINTESTINALES.

CARACTERÍSTICAS

PÁGINAS: 131	PLANOS:	ILUSTRACIONES: 09	CD-ROM: 1
---------------------	----------------	--------------------------	------------------



**DISEÑO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DE AGUA PARA LA VEREDA
SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN**

**HEIDY PAOLA QUIROGA VERGEL
SELKIN EDUARDO SANTIAGO TRIGOS**

**UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS Y DEL AMBIENTE
INGENIERIA AMBIENTAL
OCAÑA
2016**

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DE AGUA PARA LA VEREDA
SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN**

**HEIDY PAOLA QUIROGA VERGEL
SELKIN EDUARDO SANTIAGO TRIGOS**

Trabajo final presentado para optar el título de Ingeniero Ambiental

**Director
GUSTAVO ELBERTO EPALZA SÁNCHEZ
Químico e Ingeniero Químico, M. Sc.**

**UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER, OCAÑA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS Y DEL AMBIENTE
INGENIERIA AMBIENTAL
OCAÑA
2016**

DEDICATORIA

A Dios: por darme la oportunidad de vivir y por estar con migo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente, por darme salud para lograr mis objetivo, por haber puesto en mi camino a personas que han sido mi soporte y compañía en lo largo de mi vida.

A mi madre Ludys Vergel: por apoyarme en todo momento, por sus consejos, por sus valores, por su motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, por creer en mí. Mamá solo me queda decirte gracias y recordarte que todo lo que soy te lo debo a ti.

A mi padre Francisco Quiroga (Q.E.P.D.) aunque no estés físicamente con nosotros, yo sé que desde el cielo siempre me cuidas y me guías para que todo salga bien.

A mi hermano Andrés Quiroga por ser ejemplo de vida, lucha, perseverancia, en ti tengo el espejo en el cual me quiero reflejar. Por tus virtudes infinitas y tu gran corazón. Le doy infinitas gracias a Dios por concederme al mejor hermano del mundo.

A mi esposo Selkin Santiago: que ha sido el impulso durante toda mi carrera, que con su apoyo constante y amor incondicional ha sido amigo y compañero inseparable.

A mi princesa de porcelana, a mi pequeña hija Mariángel por ser ese motor, mi alegría, porque tu mi muñeca eres la que me da esa fortaleza para salir adelante, porque con tu luz iluminas mi vida y haces más feliz mi mundo, y para que veas en mi un ejemplo a seguir.

A mis Familiares: a mis abuelos, tías, tíos, primos, primas la ingeniera Mecánica Shirley Vaños y la ingeniera Ambiental Kelly Vergel , por quererme y apoyarme siempre, esto también se los debo a ustedes; y a todos aquellos que participaron directa o indirectamente en mi formación personal y académica, muchas gracias.

Finalmente a los maestros, aquellos que marcaron cada etapa en mi camino universitario, al Magíster en Química Gustavo Epalza por su gran apoyo y motivación para la elaboración de esta tesis, al Químico Carlos Patiño por su amistad, por apoyo ofrecido en este trabajo, por su tiempo compartido y por impulsar el desarrollo en mi formación personal y profesional.

HEIDY PAOLA QUIROGA VERGEL

DEDICATORIA

No me cansaré de dedicarle cada uno de mis pasos, primero que todo a Dios, pues es quien me guía y me acompaña siempre para poder tomar decisiones.

A mis padres, Miriam Carmenza Trigos Carrascal y Oscar Emilio Santiago Pérez, pues a pesar de miles de dificultades han demostrado que poco a poco se puede salir de ellas.

A mis hermanos Oscar y Cristian, que siempre estarán de manera incondicional ante cualquier adversidad.

A mi hija, Mariangel quien es mi principal motivación para afrontar cada una de las situaciones que se me presentan en la vida.

A mi esposa y compañera de trabajo Heidy Quiroga que un día le dijo si a este reto y hoy gracias a su confianza logramos culminar.

A cada uno de mis familiares que han creído y ven en mí un ejemplo a seguir.
A cada uno de esos maestros que con su experiencia y sin recibir nada a cambio apoyaron esta iniciativa.

Por ultimo a nuestro director de proyecto, quien me enseñó que con humildad, paciencia, dedicación y esfuerzo se pueden lograr los objetivos planeados.

SELKIN EDUARDO SANTIAGO TRIGOS

CONTENIDO

	Pág.
<u>INTRODUCCIÓN</u>	15
1. <u>DISEÑO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DE AGUA PARA LA VEREDA SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN.</u>	16
1.1. <u>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</u>	16
1.1.1. Formulación del problema	16
1.2. <u>OBJETIVOS</u>	16
1.2.1 General	16
1.2.2 Específicos	16
1.3. <u>JUSTIFICACIÓN</u>	17
1.4. <u>DELIMITACIONES</u>	17
1.4.1 Conceptual	17
1.4.2 Operativa	17
1.4.3 Temporal	17
1.4.4 Geográfica	17
2. <u>MARCO REFERENCIAL</u>	18
2.1. <u>MARCO HISTÓRICO</u>	18
2.1.1 Teoría de la potabilización del agua	18
2.1.2 Sistema de suministro de agua a nivel internacional	18
2.1.3 Sistema de suministro de agua a nivel nacional	18
2.1.4 Sistema de suministro de agua a nivel local	19
2.2. <u>MARCO CONCEPTUAL</u>	19
2.2.1 Proceso de potabilización del agua	19
2.2.2 Enfermedades comunes causadas por el agua contaminada	20
2.3. <u>MARCO TEÓRICO</u>	21
2.3.1 Teoría de la potabilización del agua	21
2.4. <u>MARCO LEGAL</u>	22
3. <u>DISEÑO METODOLÓGICO</u>	24
3.1. <u>TIPO DE INVESTIGACIÓN</u>	24
3.2. <u>ETAPAS DEL PROYECTO</u>	24
3.2.1 Etapa diagnóstica o descriptiva	24
3.2.2 Etapa analítica	24
3.2.3 Etapa propositiva	24
3.3. <u>POBLACIÓN</u>	25
3.4. <u>MUESTRA</u>	25
3.5. <u>TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN</u>	26
3.6. <u>ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN</u>	26
4. <u>PRESENTACIÓN DE RESULTADOS</u>	28
4.1. <u>ANÁLISIS DE LA ENCUESTA EFECTUADA A LOS HABITANTES DE LA VEREDA SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN</u>	28

4.1.1	Determinación del número de viviendas y población de la vereda Santa Bárbara	28
4.1.2	Características físicas del agua	29
4.1.3	Frecuencia con la que son lavados los tanques de almacenamiento	30
4.1.4	Manera en la que es consumida el agua en la vereda Santa Bárbara	31
4.2.	<u>EVALUACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE LA VEREDA SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN EN CUANTO AL RECURSO HÍDRICO</u>	32
4.2.1	Población	33
4.2.2	Características ambientales	33
4.2.3	Actividad económica	33
4.2.4	Disponibilidad de servicios públicos	33
4.2.5	Sistema actual de acueducto	34
4.3.	<u>EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES FÍSICO – QUÍMICAS Y MICROBIOLÓGICAS DEL AGUA DE LA QUEBRADA LA TINTA QUE ABASTECE A LA VEREDA SANTA BÁRBARA DE LA PLAYA DE BELÉN</u>	36
4.3.1	Condiciones físico – químicas y microbiológicas en la bocatoma	36
4.3.2	Condiciones físico – químicas y microbiológicas en el tanque de almacenamiento	37
4.4.	<u>DISEÑO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DEL AGUA PARA LA VEREDA SANTA BÁRBARA DE LA PLAYA DE BELÉN</u>	38
4.4.1	Aforo al sistema actual de captación	38
4.4.2	Aforo a la fuente abastecedora	39
4.4.3	Calidad del agua	40
4.4.4	Determinación de la población de diseño	41
4.4.5	Consumo neto o dotación neta	46
4.4.6	Dotación bruta	46
4.4.7	Caudal medio diario	46
4.4.8	Caudal máximo diario	46
4.4.9	Descripción del diseño	43
4.5.	<u>CAPACITACIÓN A LA POBLACIÓN DE LA VEREDA SANTA BÁRBARA DE LA PLAYA DE BELÉN EN CUANTO AL AHORRO Y USO EFICIENTE DEL RECURSO HÍDRICO</u>	109
4.5.1	Potenciar el recurso humano	109
4.5.2	Planificar un uso adecuado del recurso hídrico	110
4.5.3	Evitar el deterioro de la cuenca abastecedora	112
5.	<u>CONCLUSIONES</u>	114
6.	<u>RECOMENDACIONES</u>	115
	<u>BIBLIOGRAFÍA</u>	116
	<u>REFERENCIAS DOCUMENTALES ELECTRÓNICAS</u>	118
	<u>ANEXOS</u>	119

LISTA DE GRAFICAS

	Pág.
Grafica 1. Aspectos Fisico-sanitarios del tanque en cuanto a la presencia organismos	30
Grafica 2. Frecuencia con la que es lavado el tanque	31
Grafica 3. Manera en la que es consumida el agua	32

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Enfermedades comunes causadas por el agua contaminada	20
Tabla 2. Actividades necesarias para cumplir con cada objetivo específico	25
Tabla 3. Número de viviendas y habitantes de la vereda Santa Bárbara del municipio de la Playa de Belén	28
Tabla 4. Aspectos físico-sanitarios del tanque en cuanto a la presencia de organismos	29
Tabla 5. Frecuencia con la que es lavado cada tanque	30
Tabla 6. Manera en la que es consumida el agua	31
Tabla 7. Medición de parámetros	35
Tabla 8. Condiciones para el día 15 de julio	36
Tabla 9. Condiciones para el día 15 de agosto	36
Tabla 10. Condiciones para el día 15 de julio	37
Tabla 11. Condiciones para el día 15 de agosto	37
Tabla 12. Datos para el día 16 de julio del 2015	38
Tabla 13. Datos para el día 21 de julio del 2015	39
Tabla 14. Datos para el día 31 de julio del 2015	39
Tabla 15. Datos para el día 16 de julio del 2015	39
Tabla 16. Datos para el día 21 de julio del 2015	40
Tabla 17. Datos para el día 31 de julio del 2015	40
Tabla 18. Relaciones hidráulicas para conductos circulares	59
Tabla 19. Viscosidad cinemática del agua	63
Tabla 20. Número de Hazen (vs/v0)	65
Tabla 21. Densidad y viscosidad absoluta del agua	73
Tabla 22. Rugosidad absoluta k	74
Tabla 23. Relación diámetro espesor (RDE) para tubería PVC	74
Tabla 24. Coeficiente de pérdida de algunos accesorios	76
Tabla 25. Relación de módulos de elasticidad del agua y del material de la tubería	78
Tabla 26. Requerimientos de sumergencia	81
Tabla 27. Determinación del ancho W de la Parshall en función del caudal	81
Tabla 28. Mediciones típicas de medidores Parshall (cm)	82
Tabla 29. Valores K y n	82
Tabla 30. Criterios generales de diseños de filtros	98
Tabla 31. Características de los medios filtrantes	99
Tabla 32. Valores de $e_t=k$ en mg -min/ l para inactivación que quiste Giardia por cloro libre para log 3	104
Tabla 33. Valores de $e_t=k$ en mg -min/ l para inactivación que quiste Giardia por cloro libre para log	104
Tabla 34. Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento	107
Tabla 35. Actividades a realizar para potenciar el recurso humano	110
Tabla 36. Actividades para dar un buen uso al agua de la vereda Santa Barbara	111
Tabla 37. Actividades propuestas	112
Tabla 38. Estudios de microcuencas	112

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Ubicación de la vereda Santa Bárbara	32
Figura 2. Recorrido de la quebrada la Tinta	33
Figura 3. Diagrama de bloques de operaciones efectuados en el tratamiento de agua en la vereda Santa Bárbara del municipio de la Playa de Belén	43
Figura 4. Rejilla de la bocatoma	48
Figura 5. Perfil de canal de aducción	51
Figura 6. Captación a través de la rejilla al canal de aducción	51
Figura 7. Bocatoma de fondo (planta)	55
Figura 8. Bocatoma de fondo (planta)	55
Figura 9. Bocatoma de fondo (corte transversal)	56
Figura 10. Bocatoma de fondo (corte longitudinal)	56
Figura 11. Corte de la cámara de recolección	57
Figura 12. Planta de desarenador	62
Figura 13. Diseño del desarenador (planta)	72
Figura 14. Diseño del desarenador (perfil)	72
Figura 15. Diseño de canaleta parshall (planta)	87
Figura 16. Diseño de canaleta parshall (perfil)	87
Figura 17. Diseño del floculador (perfil)	91
Figura 18. Diseño del floculador (planta)	91
Figura 19. Perfil del sedimentador	96
Figura 20. Perfil del filtro	103
Figura 21. Variación del pH y la temperatura de los valores de k para la destrucción de coliformes con cloro libre	105
Figura 22. Tanque de distribución	109
Figura 23. Tanque de distribución (perfil)	109

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Formato de encuesta realizada a la comunidad	120
Anexo B. Evidencias fotográficas	121
Anexo C. Antecedentes, análisis Físico-químicos del agua realizada por el Instituto departamental de Salud	123
Anexo D. Realización de análisis de laboratorio	124
Anexo E. Folleto entregado en estrategia educativa	128
Anexo F. Planos de diseño	130

RESUMEN

En este trabajo de grado se realizó el diseño de una planta de tratamiento de agua potable para la vereda Santa Bárbara del municipio de la Playa de Belén, desde la captación de agua hasta la potabilización. La vereda Santa Bárbara durante mucho tiempo ha tenido problemas con respecto a la calidad de agua para consumo humano, lo que ha generado consecuencias para la salud de la población existente, principalmente problemas gastrointestinales. Con el único propósito de cambiar esta situación, es necesaria la implementación de un sistema de tratamiento convencional, que permita mejorar las condiciones sanitarias del recurso. Cabe destacar que en la vereda se identificaron los siguientes problemas: carencia de los servicios de agua potable, recolección y evacuación de aguas residuales por inexistencia de la infraestructura física necesaria.

El motivo principal para desarrollar este proyecto de grado, es la necesidad de agua potable y los problemas de salud pública que conlleva el uso de agua cruda por la población. La ejecución del proyecto permite contar con el diseño viable de un sistema de tratamiento de agua para consumo humano. Dicho proyecto pretende dar inicio a la solución de un problema de saneamiento básico y contribuir a mejorar la calidad de vida de la población. Partiendo de lo anterior, fue necesaria la realización de diferentes análisis al agua de la Quebrada La Tinta, los cuales fueron el punto de partida para determinar qué tipo de sistema se podría plantear.

La metodología empleada en el desarrollo del proyecto se dividió en tres etapas: estudios previos del proyecto de agua potable, cuantificación de demanda y necesidades, y diseño del sistema de potabilización.

INTRODUCCIÓN

Contar con un sistema de abastecimiento de agua potable ayuda a mejorar la calidad de vida de las personas, pues esto contribuye a que las condiciones de salud e higiene sean buenas y que las tasas de mortalidad disminuyan por causa de enfermedades producidas por el consumo de agua no apta.

Es de analizar el problema que día a día presentan muchas comunidades colombianas, especialmente las asentadas en las zonas rurales, pues debido al olvido estatal y al poco interés político que se ve reflejado principalmente en la escasez de una infraestructura que proporcione agua apta para el consumo humano, tal es el caso de la vereda Santa Bárbara del municipio de la Playa de Belén.

El presente trabajo de grado tiene por objeto diseñar un sistema de potabilización de agua para la vereda Santa Bárbara del Municipio de la Playa de Belén. Para tal propósito, se evaluó la situación actual de la vereda en cuanto al recurso hídrico, y las condiciones físico-químicas y microbiológicas del agua de la quebrada La Tinta que abastece a la Vereda Santa Bárbara de La Playa de Belén.

El proyecto comprende el estudio de la vereda en cuanto a la calidad de la fuente hídrica, la demanda de agua, y el diseño de cada operación involucrada en el proceso de tratamiento del agua: la captación, la aducción, el pretratamiento, la conducción, y la planta de tratamiento. Y la socialización a la población de la Vereda Santa Bárbara de La Playa de Belén en cuanto al ahorro y uso eficiente del recurso hídrico.

1. DISEÑO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DE AGUA PARA LA VEREDA SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El abastecimiento de agua potable es la principal preocupación de la humanidad. Con el crecimiento de las poblaciones y el avance tecnológico e industrial, el agua se contamina cada vez más y no se puede consumir tal como la encontramos en el ambiente. El agua a su paso por el suelo, por la superficie de la tierra o a través del aire se contamina y se carga de materias en suspensión o en solución: partículas de arcilla, residuos de vegetación, organismos vivos (plancton, bacterias, virus), sales diversas (cloruros, sulfatos, carbonatos de sodio, calcio, hierro, manganeso, aluminio, etc.), materias orgánicas (ácidos húmicos, fúlvicos, residuos de fabricación), y gases.

En este proyecto se pretende afrontar los inconvenientes con el recurso hídrico presentes en la vereda Santa Bárbara del Municipio de La Playa de Belén. La problemática actual en dicha vereda podría resumirse de la siguiente manera:

Falta de potabilización del agua para consumo humano. Debido a la ausencia de un sistema de tratamiento, los habitantes de la vereda se ven en la obligación de abastecerse de un recurso que no cumple con las especificaciones de calidad enmarcadas en el Decreto 1575 de 2007, originando así, un aumento en el número de personas afectadas por problemas gastrointestinales.

Falta de disponibilidad del agua. No se cuenta en la vereda con un servicio de agua que sea constante y que pueda satisfacer las necesidades básicas diarias de los habitantes del sector. Esto ha originado que los pobladores construyan en sus viviendas sistemas de almacenamiento, que debido a las condiciones ambientales de la zona y a la falta de higiene de algunos habitantes, se produzca un problema sanitario a las características físicas del agua.

1.1.1 Formulación del problema. ¿El diseño de un sistema de potabilización de agua permitirá dar una solución al problema de falta de disponibilidad de agua potable en la vereda Santa Bárbara del Municipio de la Playa de Belén?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 General. Diseñar un sistema de potabilización de agua para la vereda Santa Bárbara del Municipio de la Playa de Belén.

1.2.2 Específicos. Evaluar la situación actual de la vereda Santa Bárbara de La Playa de Belén en cuanto al recurso hídrico.

Evaluar las condiciones físico-químicas y microbiológicas del agua de la quebrada La Tinta, que abastece a la vereda Santa Bárbara de La Playa de Belén.

Diseñar un sistema de potabilización del agua para la vereda Santa Bárbara de La Playa de Belén.

Socializar con la población de la vereda Santa Bárbara de La Playa de Belén, temas de ahorro y uso eficiente del recurso hídrico.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Este proyecto nació a partir de la situación en la que viven las personas de la vereda Santa Bárbara del Municipio de la Playa de Belén, que no cuentan con el acceso al agua potable a pesar de ser algo indispensable para la vida humana. Y por esta razón se ven en la necesidad de consumir cualquier tipo de agua no potable sin pensar en las consecuencias que esto traerá.

La innovación de este proyecto se basa en la integridad del mismo, pues no solo es un plan de potabilización de agua, sino que también permitirá prevenir problemas de salud y ambientales relativos al recurso hídrico mediante la socialización de temas en cuanto al ahorro y uso eficiente del agua. La vereda Santa Bárbara durante mucho tiempo ha tenido problemas con respecto a la calidad de agua para consumo humano, lo que ha generado consecuencias para la salud de la población existente, principalmente problemas gastrointestinales. Con el único propósito de cambiar esta situación, es necesaria la implementación de un sistema de tratamiento convencional de potabilización de agua, que permita mejorar las condiciones sanitarias del recurso, así como las condiciones de salud de los habitantes.

1.4 DELIMITACIONES

1.4.1 Conceptual. En el presente estudio se trabajaron conceptos relacionados con el tema de investigación como: sistema de potabilización de agua, cuencas, subcuencas, vereda, purificación de agua, estudios ambientales, etc.

1.4.2 Operativa. Durante la realización del proyecto se ejecutaron visitas de campo al recurso hídrico que abastece a la vereda Santa Bárbara de La Playa de Belén. Se realizó la evaluación físico-química y microbiológica de dicho recurso hídrico. Se diseñó un sistema de potabilización de agua de acuerdo a los resultados obtenidos. Por último, se efectuaron charlas u orientaciones a los habitantes de la vereda en temas de educación ambiental.

1.4.3 Temporal. La realización del estudio tuvo una duración de doce (12) Semanas.

1.4.4 Geográfica. El estudio se llevó a cabo en la vereda Santa Bárbara del Municipio de la Playa de Belén ubicada en las coordenadas N: $8^{\circ}13'36.20''$, O: $73^{\circ}13'40.37''$ y elevación 1514 m.s.n.m.

2. MARCO REFERENCIAL

2.1 MARCO HISTÓRICO

2.1.1 Teoría de la potabilización del agua¹. La disponibilidad de agua de buena calidad ha guiado la historia de la humanidad desde sus principios. Desde mucho antes de que los seres humanos anduvieran erguidos, sus movimientos sobre la faz de la tierra han estado motivados, principalmente, por la obtención de agua y otros alimentos. Una mirada a un mapa de cualquier región o país nos muestra la disposición de los asentamientos humanos: aldeas, pueblos, ciudades se estructuran en torno a ríos, lagos, manantiales, canales u otras fuentes de agua. Incluso un rápido recorrido por las poblaciones de nuestro entorno nos permite constatar la importancia del agua en su ubicación, su estructura o su toponimia. La preocupación por la calidad del agua se ha manifestado más por la búsqueda de suministros saludables que por los tratamientos para mejorar sus propiedades.

2.1.2 Sistema de suministro de agua a nivel internacional. El bajo acceso a agua potable junto con condiciones inadecuadas de saneamiento e higiene son los principales causantes de enfermedades diarreicas, que producen aproximadamente 1,8 millones de muertes anuales a nivel mundial. El suministro de agua potable a través de sistemas centralizados es una tarea difícil en países en desarrollo. Estos sistemas a gran escala involucran grandes esfuerzos de operación y mantenimiento, y siempre existe el riesgo de re-contaminación del agua potable durante los procesos de distribución y manejo en el lugar de consumo (hogares, escuelas, etc.). Por consiguiente, el tratamiento de agua a nivel doméstico, por medio del uso de opciones simples y efectivas, pueden reducir significativamente la incidencia de enfermedades transmitidas por el agua. Los conocidos “Tratamientos Domésticos de Agua y Almacenamiento Seguro” TDAS incluyen opciones como hervir, filtrar, clorar y la desinfección solar del agua.²

La población mundial ha pasado de 2630 millones en 1950 a 6671 millones en 2008. En este periodo, la población urbana ha pasado de 733 millones a 3505 millones. Es en los asentamientos humanos donde se concentra el uso del agua no agrícola y donde se contraen la mayoría de las enfermedades relacionadas con el agua.

2.1.3 Sistema de suministro de agua a nivel nacional. El acceso al agua potable y saneamiento en Colombia y la calidad de estos servicios ha aumentado significativamente durante la última década. Sin embargo, aún quedan desafíos importantes, incluso una cobertura insuficiente de los servicios, especialmente en zonas rurales y una calidad inadecuada de los servicios de agua y saneamiento. En comparación con algunos otros países de América Latina, el sector está caracterizado por altos niveles de inversiones y de

¹ teoría de la potabilización del agua (en Línea), Colombia. (citado 18 de Noviembre de 2014). Disponible en internet en: <http://educagua.wikispaces.com/Historia+de+la+potabilizaci%C3%B3n+del+agua>

²Sistema de suministro de agua a nivel internacional (online). [Colombia]. [citado 26 Nov., 2014]. Disponible en internet en: <http://www.sswm.info/category/step-gass-en-al/gass-en-castellano/gesti%C3%B3n-de-agua-y-saneamiento-sostenible-en-am%C3%A9rica-l-20>

recuperación de costos, la existencia de algunas grandes empresas públicas eficientes y una fuerte y estable participación del sector privado local.³

En el año 2004, la población con acceso a agua potable y a un saneamiento adecuado representaba el 93% y el 86%, respectivamente. La población rural, que representa aproximadamente el 23% de la población total del país, mostraba las tasas de cobertura más bajas, ya que sólo el 71% tenía acceso a agua potable y el 54% a un saneamiento adecuado. La cobertura es menor en la Costa Atlántica (región del Caribe), en la Orinoquía y en la Amazonía. Entre 1990 y 2004, el acceso a agua potable aumentó ligeramente del 92% al 93%. En el mismo tiempo, el acceso a saneamiento subió del 82% al 86%.⁴

2.1.4 Sistema de suministro de agua a nivel local. De acuerdo a las investigaciones realizadas en la vereda santa Bárbara del Municipio de la Playa, se encontró un tanque de almacenamiento de suministro de agua que en una inspección visual previa no es apta para el consumo humano; esta agua llega a pocas viviendas de la vereda. Por otra parte, no se encontró información previa a nivel local respecto al recurso hídrico y a su uso, así como datos poblacionales y sanitarios.

2.2 MARCO CONCEPTUAL

2.2.1 Proceso de potabilización del agua⁵. Toma del río: En este punto se hace la captación de las aguas, una reja impide la penetración de elementos de gran tamaño.

Desarenador: Aquí se sedimentan arenas que van suspendidas en el agua.

Cámara de mezcla: En esta zona se le agrega al agua productos químicos (los principales son coagulantes, sulfato de aluminio, alcalinizantes y cal).

Decantador: El agua que llega a este punto, entra a una pileta donde se aquieta, permitiendo que se depositen las impurezas en el fondo.

Filtro: El agua decantada llega hasta este filtro de donde sale prácticamente potable.

Desinfectador: Aquí al agua se le agrega cloro, que elimina el exceso de bacterias.

Bombeo: Toma el agua del depósito a la ciudad.

Tanque de reserva: De aquí se distribuye a todos los hogares.

Control final: Acá el agua es severamente controlada por químicos expertos, antes de ser consumida por las personas.

³ Revista Primernombre.com (2012). Cómo va el agua en Colombia

⁴ «Meeting the MDG drinking water and sanitation target : the urban and rural challenge of the decade.». Organización Mundial de la Salud (OMS)/UNICEF (Ginebra, Suiza). 2006. ISBN 92 4 156325 7.

⁵ *Ibíd.*, p.12

2.2.2 Enfermedades comunes causadas por el agua contaminada. Existen diferentes enfermedades causadas por el uso de agua no potable las cuales son producidas por diferentes patógenos perjudiciales para la salud humana, que utilizan como vectores el agua y otros agentes como moscas, ratas y alimentos. Por lo regular son originados por descargas intestinales o por contagio. En general, las medidas preventivas son las mismas para todas las enfermedades.

Las enfermedades son producidas por virus, bacterias, protozoos o helmintos, como puede verse en la tabla 1. Estas enfermedades pueden ser de tipo endémico o esporádico.

Tabla 1. Enfermedades comunes causadas por el agua contaminada

Enfermedad	Agente etiológico
Fiebre tifoidea	Bacilo de Eberth
Disentería bacilar	Genero Shigella
Cólera	Vibrio comma
Parasitismo intestinal	Virus
Gastroenteritis	Microorganismo
Hepatitis infecciosa	Virus
Disentería amebiana	Entamoeba histolytica

Fuente: <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/cd57/riesgo.pdf>

Uno de los principales causantes de enfermedades gastrointestinales es la *Escherichia coli* la cual puede causar una grave enfermedad de transmisión alimentaria. La infección por *E. coli* se transmite generalmente por consumo de agua o alimentos contaminados. Los síntomas de la enfermedad incluyen cólicos y diarrea, que puede ser sanguinolenta. También pueden aparecer fiebre y vómitos.⁶

Otro problema causado por el consumo de agua contaminada son las enfermedades diarreicas, las cuales son la segunda mayor causa de muerte de niños menores de cinco años, y ocasionan la muerte de 760 000 millones de niños cada año. La diarrea puede durar varios días y puede privar al organismo del agua y las sales necesarias para la supervivencia. La mayoría de las personas que fallecen por enfermedades diarreicas en realidad mueren por una grave deshidratación y pérdida de líquidos. Los niños malnutridos o inmunodeprimidos son los que presentan mayor riesgo de enfermedades diarreicas potencialmente mortales.⁷

La infección se transmite por alimentos o agua de consumo contaminado, o bien de una persona a otra como resultado de una higiene deficiente.

⁶ *Ibíd.*, p.3

⁷ *Ibíd.*, p.6

2.3 MARCO TEÓRICO

2.3.1 Teoría de la potabilización del agua⁸. La Potabilización del Agua puede resumirse en los siguientes pasos:

Captación. La captación de aguas superficiales se realiza por medio de tomas de agua que se hacen en los ríos o diques.

El agua proveniente de ríos está expuesta a la incorporación de materiales y microorganismos requiriendo un proceso más complejo para su tratamiento. La turbiedad, el contenido mineral y el grado de contaminación varían según la época del año.

Conducción. Desde la toma de agua del río hasta los pre-sedimentadores, el agua se conduce por medio de acueductos o canales abiertos.

Presedimentación. Esta etapa se realiza en piletas preparadas para retener los sólidos sedimentables (arenas), los sólidos pesados caen al fondo. En su interior las piletas pueden contener placas o semitubos para tener un mayor contacto con estas partículas. El agua pasa a otra etapa por desborde.

Agregado de productos químicos. El agregado de productos químicos (coagulantes) se realiza para la desestabilización del coloide o turbiedad del agua.

Floculación. En los floculadores que pueden ser mecánicos o hidráulicos, se produce la mezcla entre el producto químico y el coloide que produce la turbiedad, formando los floc. Los floculadores mecánicos son paletas de grandes dimensiones, y velocidad de mezcla baja. Son hidráulicos con canales en forma de serpentina en la cual se reduce la velocidad de ingreso del agua produciendo la mezcla.

Sedimentación. La sedimentación se realiza en decantadores o piletas de capacidad variable, según la planta de potabilización. En ellos se produce la decantación del floc, que precipitan al fondo del decantador formando barro. Normalmente la retención de velocidad del agua que se produce en esta zona es de 40 minutos a una hora.

Filtración. Un filtro está compuesto por un manto sostén: piedras, granza y arena.

La filtración se realiza ingresando el agua sedimentada o decantada por encima del filtro. Por gravedad el agua pasa a través de la arena la cual retiene las impurezas o turbiedad residual que queda en la etapa de decantación.

Los filtros rápidos tienen una carrera u horas de trabajo de aproximadamente 30 horas.

⁸ teoría de la potabilización del agua (en Línea), Colombia. (citado 18 de Noviembre de 2014). Disponible en internet en: <http://www.osm.com.ar/html/Potabilizacion.htm>

Una vez que el filtro colmató su capacidad de limpieza, se lava ingresando agua limpia desde la parte inferior del filtro hacia arriba, esto hace que la suciedad retenida en la arena, se desprege de la misma.

Desinfección. Una vez que el agua fue filtrada, pasa a la reserva, allí se desinfecta según distintos métodos. El más usado es el agregado de cloro líquido. El cloro tiene la característica química de ser un oxidante, lo cual hace que se libere oxígeno matando los agentes patógenos, por lo general bacterias anaeróbicas.

Otros desinfectantes utilizados son: hipoclorito de sodio, hipoclorito de calcio (pastillas), ozono, luz ultravioleta, etc.

2.4 MARCO LEGAL

La normatividad ambiental vigente en Colombia se sustenta en los principios de la Constitución Nacional, el Decreto Ley 2811 de 1974 y la Ley 99 de 1993. En este orden de ideas, se presenta la legislación ambiental vigente aplicable al sector de agua potable y saneamiento básico:

Ley 9 de 1979: La presente ley establece las normas generales que servirán de base a las disposiciones y reglamentaciones necesarias para preservar, restaurar y mejorar las condiciones sanitarias en lo que se relaciona a la salud humana, y, los procedimientos y las medidas que se deben adoptar para la regulación, legislación y control de los descargos de residuos y materiales que afectan o pueden afectar las condiciones sanitarias del ambiente.⁹

Ley 142 de 1994: Régimen de los servicios públicos domiciliarios.

Ley 373 de 1997: Se establece el programa para el uso eficiente y ahorro del agua.

Decreto 2105 de 1983: Por el cual se reglamenta el Título II de la ley 9 de 1979 en cuanto a potabilización del agua.

Decreto 1594 de 1984: Usos del agua y residuos líquidos.

Decreto 475 de 1998: Por el cual se expiden normas técnicas de calidad del agua potable.

Decreto 155 de 2004: Por el cual se reglamenta el artículo 43 de la ley 99 de 1993 sobre tasas por utilización de aguas y se adoptan otras disposiciones.

Decreto 1575 de 2007: Establecer el sistema para la protección y control de la calidad del agua, con el fin de monitorear, prevenir y controlar los riesgos para la salud humana causados por su consumo, exceptuando el agua envasada. Aplica a todas las personas prestadoras que suministren o distribuyan agua para consumo humano, ya sea cruda o tratada, en todo el territorio nacional, independientemente del uso que de ella se haga para

⁹ COLOMBIA, ASAMBLEA NACIONAL CONSTITUYENTE. 1991. Constitución Política de Colombia. [En línea] 1998. [Citado el: 25 de agosto de 2014.] Disponible en internet en: <http://www.constitucioncolombia.com/titulo-12/capitulo-4.356-357>.

otras actividades económicas, a las direcciones territoriales de salud, autoridades ambientales y sanitarias y a los usuarios.

Resolución 1096 de 2000: Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS

Resolución 2115 de 2007: Por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano.

Resolución 0811 de 2008: Por medio de la cual se definen los lineamientos a partir de los cuales la autoridad sanitaria y las personas prestadoras, concertadamente definirán en su área de influencia los lugares y puntos de muestreo para el control y la vigilancia de la calidad del agua para consumo humano en la red de distribución.

Resolución número 2320 de 2009: por la cual se modifica parcialmente la Resolución número 1096 de 2000 que adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico -RAS-

Resolución 4716 de 2010: Por el cual se reglamenta el parágrafo del artículo 15 del decreto 1575 de 2007

3. DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

En parte de este proyecto fue empleada una investigación descriptiva. Este tipo de investigación no se ocupó de la verificación de la hipótesis, sino de la descripción de hechos a partir de un criterio o modelo teórico definido previamente. Se realizó un estudio descriptivo de los procesos y actividades propias para el DISEÑO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DE AGUA PARA LA VEREDA SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN.

Por otra parte, para el desarrollo de este estudio la investigación fue de campo y también experimental, porque la información fue recolectada a través de la fuente primaria, la observación y evaluación de las fuentes de agua con la realización de los estudios pertinentes a ésta, y se aplicaron los respectivos indicadores que nos ayudaron a determinar el estado actual de la situación que viene presentando esta vereda en cuanto a la obtención de agua potable para sus viviendas.

Esto permitió la evaluación completa para llevar al DISEÑO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DE AGUA PARA LA VEREDA SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN.

3.2 ETAPAS DEL PROYECTO

3.2.1 Etapa diagnóstica o descriptiva. Se llevó a cabo un diagnóstico y una revisión inicial de las condiciones ambientales, especialmente el estado actual del recurso hídrico de la vereda Santa Bárbara del municipio de La Playa de Belén y toda la información tanto primaria como secundaria necesaria para determinar los aspectos e impactos ambientales causados en la posible fuente abastecedora.

Además, se realizó una consulta con la comunidad que permitió la adquisición de información necesaria para las siguientes etapas del proyecto.

3.2.2 Etapa analítica. Partió de los resultados obtenidos en la etapa anterior, incluyendo análisis microbiológicos, físico-químicos y aforos necesarios sobre la fuente abastecedora, además de encuestas realizadas en cada uno de los hogares que hacen parte de la vereda Santa Bárbara.

3.2.3 Etapa propositiva. En esta etapa se sintetiza toda la información recolectada durante el proceso de investigación y se utiliza con la finalidad de generar acciones que permita dar solución a la problemática inicial, es decir, llegar al diseño de un sistema de potabilización de agua en la vereda Santa Bárbara.

Además, se incluye una serie de orientaciones a la población en cuanto al ahorro y uso eficiente del recurso hídrico como estrategia de Educación, que permita darle un mejor uso al recurso en cada uno de los hogares. Teniendo en cuenta las ocupaciones de los habitantes de la vereda Santa Bárbara se utilizó como estrategia, citar a pobladores una vez por semana para tocar temas en cuanto a problemáticas de disponibilidad y calidad de agua para consumo que se tienen en la actualidad en la vereda.

Las actividades para alcanzar cada objetivo específico se mencionan en la tabla 2.

Tabla 2. Actividades necesarias para cumplir con cada objetivo específico

OBJETIVOS ESPECIFICOS	ACTIVIDADES
1. Evaluar la situación actual de la vereda en cuanto al recurso hídrico.	<ul style="list-style-type: none"> a) Observación de la problemática y recolección de información primaria. b) Consultar con la comunidad para buscar información relevante. c) Toma de muestras de agua en puntos estratégicos (selección de viviendas al azar y fuente de abastecimiento, además de inspección visual de tanques de almacenamiento de agua en cada vivienda). d) Realización de aforos en la quebrada La Tinta. e) Realización de un conteo poblacional.
2. Evaluar las condiciones físico-químicas y microbiológicas del agua de la quebrada la Tinta.	<ul style="list-style-type: none"> a) Análisis físico-químico y microbiológico de muestras tomadas. b) Obtención de resultados y divulgación de los mismos con la comunidad.
3. Diseñar un sistema de potabilización del agua para la Vereda Santa Bárbara.	<ul style="list-style-type: none"> a) Recolección de información técnica. b) Formulación de propuesta. c) Diseño del sistema de potabilización.
4. Socializar con la población temática en cuanto al ahorro y uso eficiente del recurso hídrico.	<ul style="list-style-type: none"> a) Actividades de educación ambiental en la escuela Santa Bárbara. b) Campañas de ahorro y uso eficiente del recurso hídrico.

Fuente: Autores del proyecto.

3.3 POBLACIÓN

Para la investigación realizada, se tomó como población, 173 habitantes de la vereda Santa Bárbara de La Playa de Belén.

3.4 MUESTRA

En esta investigación la muestra fue igual a 173 habitantes que equivale al 100% de la población, teniendo en cuenta que es muy pequeña.

3.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Para la recolección de la información se utilizaron técnicas como:

La observación directa. Se visualizaron en forma sistemática hechos, fenómenos y situaciones que se producen en la quebrada La Tinta, en función de cumplir los objetivos de investigación pre-establecidos. En este caso, se observaron los estudios existentes realizados a la quebrada, el caudal de dicha quebrada y sus características, e información concerniente al almacenamiento y uso del agua en la vereda.

Encuestas realizadas por los autores del proyecto a los residentes de la vereda Santa Bárbara. La temática principal de las encuestas fue la problemática que tiene la comunidad con respecto al acceso al agua potable y la realización de un diseño de una planta de tratamiento para la vereda Santa Bárbara del municipio de la Playa de Belén, como parte de la solución a la problemática.

Verificación documental. Se estudiaron documentos representativos sobre diseño, metodología, creación de plantas de tratamiento de agua potable, que puedan ser empleados para cumplir con el objetivo general del proyecto. Así mismo, se tuvo en cuenta la normatividad ambiental aplicable a la temática a trabajar.

Se realizó una determinación experimental de los parámetros físicos - químicos y microbiológicos del agua en la quebrada La Tinta, con el fin de identificar las características propias de esta fuente.

3.6 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

Para el análisis de la información, inicialmente se tomó como punto de partida los datos obtenidos de la observación de las fuentes de agua con la realización de los estudios pertinentes a ésta, y se aplicaron los respectivos indicadores que nos ayudaron a determinar el estado actual de la situación que viene presentando esta vereda en cuanto a la obtención de agua potable.

De igual manera, se analizó el resultado de las encuestas mediante la tabulación y elaboración de gráficas de los resultados, lo cual ayudó a tener una información más precisa en cuanto a la problemática que se viene presentando.

Además, se realizó un análisis a toda la bibliografía aplicable al diseño de sistemas de potabilización. Este estudio permitió dar las pautas a seguir para alcanzar el objetivo general.

Por último, se estudiaron los resultados obtenidos en los análisis de laboratorio (muestras tomadas en la fuente abastecedora), lo que nos llevó a determinar qué tipo de sistema es óptimo a diseñar.

4. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE LA ENCUESTA EFECTUADA A LOS HABITANTES DE LA VEREDA SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN.

4.1.1 Determinación del número de viviendas y población de la vereda Santa Bárbara.

La vereda cuenta con una población de 173 habitantes en 50 viviendas, lo que significa que en promedio viven 4 personas en cada vivienda. Los datos detallados de población pueden verse en la Tabla 3 y el tipo de encuesta realizada para recoger esta información se encuentra en el anexo A.

Tabla 3. Número de viviendas y habitantes en la vereda Santa Bárbara del municipio de la Playa de Belén.

# DE VIVIENDA	HABITANTES	CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DE AGUA EN VIVIENDA (l/semana)	POBLACIÓN FLOTANTE (Hab.)
1	1	2538.0	3
2	4	7182.00	-
3	2	4626.72	-
4	2	4853.50	2
5	4	999.60	2
6	3	----	-
7	3	2001.96	-
8	2	8435.70	12
9	2	-----	8
10	3	2268.00	2
11	3	6930.00	-
12	3	7807.80	6
13	5	9800.00	7
14	4	6120.00	4
15	2	6000.00	7
16	4	1000.00	1
17	3	2519.00	15
18	2	5300.00	-
19	9	6500.00	4
20	4	6400.00	2
21	4	5200.00	-
22	5	4500.00	10
23	3	4320.00	2
24	5	8400.00	4
25	1	4820.00	2
26	1	8640.00	2
27	1	2880.00	-
28	1	7200.00	1
29	1	6468.00	-

Tabla 3. (Continuación)

30	3	4259.00	-
31	3	5764.00	6
32	3	5760.00	1
33	4	10564.00	3
34	3	4637.00	5
35	4	6692.00	4
36	4	500.00	7
37	11	-----	4
38	5	3903.00	3
39	5	12965.00	4
40	3	15523.00	4
41	2	3533.00	4
42	4	1512.00	3
43	4	5632.00	2
44	4	1863.00	4
45	6	-----	6
46	2	-----	8
47	6	-----	4
48	4	-----	4
49	2	-----	3
50	4	-----	6

Fuente: Autores del proyecto

4.1.2 Características físicas del agua. Según la observación directa realizada a cada uno de los tanques de almacenamiento de agua en las viviendas de la vereda Santa Bárbara, se encontró que esta presenta turbiedad, al igual que un color oscuro y con presencia de organismos (larva del mosquito). Esta situación se detalla en la tabla 4, en la gráfica 1 y se observa en el anexo B.

Tabla 4. Aspectos físico-sanitarios del tanque en cuanto a la presencia de organismos.

ITEM	FRECUENCIA *	PORCENTAJE
Presencia de organismos	35	70%
Sin presencia de organismos	15	30%
TOTAL	50	100%

Fuente: Autores del proyecto

Gráfica 1. Aspectos físico-sanitarios del tanque en cuanto a la presencia de organismos.



Fuente: Autores del proyecto

Lo anterior demuestra que en la gran mayoría de viviendas no se cuenta con un correcto almacenamiento de agua, lo que no solo produce un mal aspecto físico, pues estos tanques se convierten en un depósito de vectores, capaces de transmitir diferentes enfermedades.

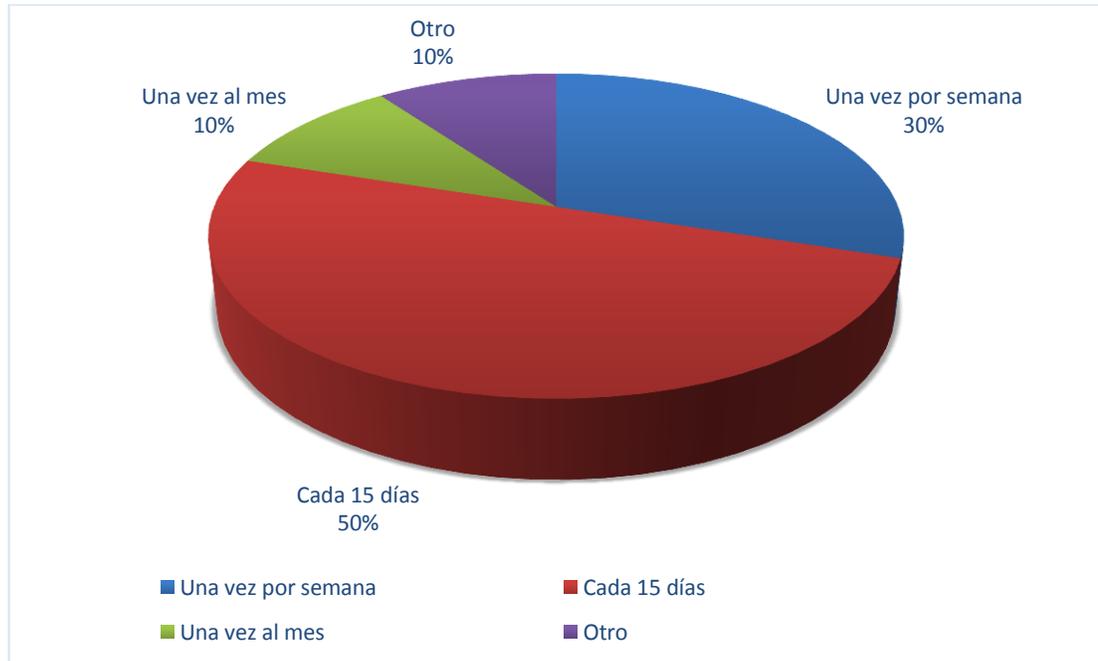
4.1.3 Frecuencia con la que son lavados los tanques de almacenamiento. La situación mencionada en el capítulo anterior se origina principalmente por la poca frecuencia con la que son lavados los tanques de almacenamiento como lo describe la tabla 5 y gráfica 2. (Ver anexo B)

Tabla 5. Frecuencia con la que es lavado cada tanque.

ITEM	FRECUENCIA *	PORCENTAJE
Una vez por semana	15	30%
Cada 15 días	25	50%
Una vez al mes	5	10%
Otro	5	10%
TOTAL	50	100%

Fuente: Autores del proyecto

Gráfica 2. Frecuencia con la que es lavado cada tanque.



Fuente: Autores del proyecto

4.1.4 Manera en la que es consumida el agua en la vereda Santa Bárbara. Dadas las condiciones antes mencionadas, se vio la necesidad de indagar a la comunidad de la vereda Santa Bárbara del municipio de La Playa de Belén sobre la manera en que es consumida el agua que llega a sus viviendas. Siendo así, a la pregunta; ¿hervies el agua antes de consumirla? El resultado se muestra en la tabla 6 y en la gráfica 3.

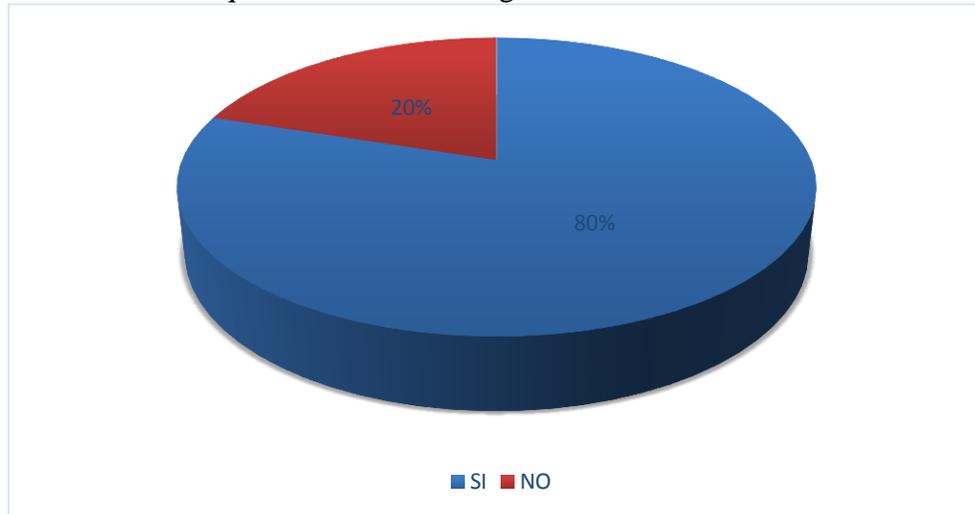
Tabla 6. Manera en la que es consumida el agua

ITEM	FRECUENCIA*	PORCENTAJE
Sin hervir	40	80%
Hervida	10	20%
TOTAL	50	100%

Fuente: Autores del proyecto

Nota: * número de viviendas

Gráfica 3. Manera en la que es consumida el agua



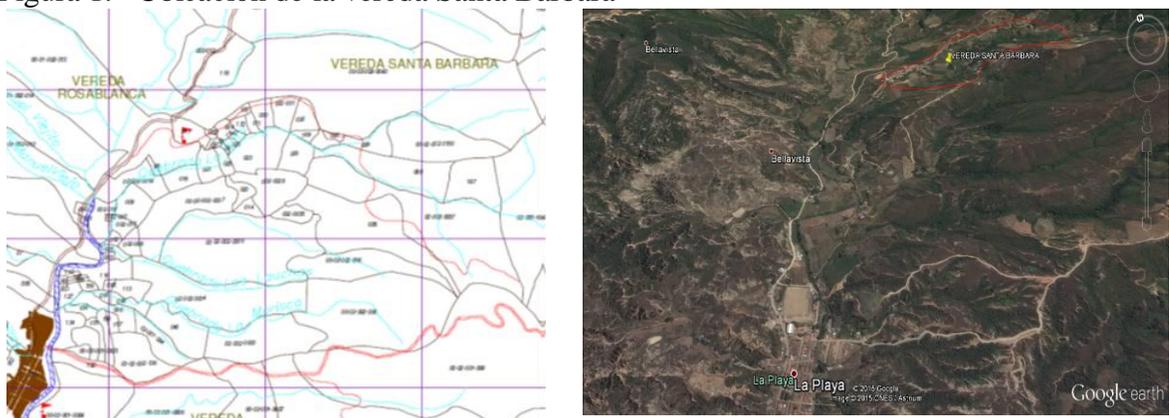
Fuente: Autores del proyecto

Esto demuestra que existe un alto consumo de agua sin tratar, lo que puede incidir en que se aumente el número de personas con problemas intestinales y que además al no existir una solución a esta problemática tienda a mantenerse.

4.2 EVALUACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE LA VEREDA SANTA BÁRBARA DE LA PLAYA DE BELÉN EN CUANTO AL RECURSO HÍDRICO.

La vereda Santa Bárbara se encuentra a una altura sobre el nivel del mar de 1.450 metros, la temperatura promedio es de 22°C y su precipitación promedio de 1074 mm/año¹⁰. La ubicación de esta vereda puede verse en la figura 1.

Figura 1. Ubicación de la vereda Santa Bárbara



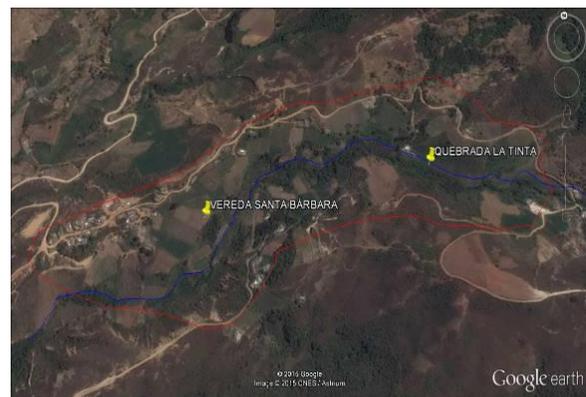
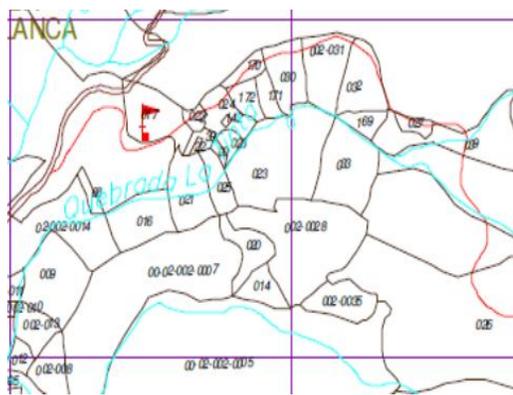
Fuente: Autores del proyecto

¹⁰ E.O.T. 2000

4.2.1 Población. La vereda cuenta con una población de 173 personas; 1 escuela y 50 viviendas; y la población flotante varía aproximadamente entre 140 y 160 personas.

4.2.2 Características ambientales. Las riquezas naturales con las que cuenta la vereda sirven de atractivo turístico. Tal es el caso del sector conocido como Los Pinos, que embellece una de las laderas que por sus características forma una especie de “cañón”. Del mismo modo, la presencia de vientos es relativamente alta lo que hace que la sensación térmica varíe; así mismo, la presencia de cuerpos de agua se da en las partes altas del cerro La Tinta, en donde nace la principal fuente de abastecimiento, la cual lleva su mismo nombre y que durante su andar recorre la gran mayoría de predios que hacen parte de la vereda Santa Bárbara y desemboca en la quebrada Playón. Esto se puede apreciar en la figura 2

Figura 2. Recorrido de la quebrada La Tinta



Fuente: Autores del proyecto

4.2.3 Actividad económica. La principal actividad económica de la vereda Santa Bárbara es la agricultura, destacándose los cultivos transitorios de tomate, pimentón, frijol, cebolla, pepino, ají topito y maíz. Éstos se dan en diferentes épocas del año sin precisar tendencias o métodos que les permitan a los campesinos establecer rentabilidad en los productos sembrados. Así mismo, éstos son abonados con diferentes aditivos de los cuales se destaca el triple 15 y el Nutremon.

4.2.4 Disponibilidad de servicios públicos. Como se mencionó anteriormente, la vereda cuenta con un total de 50 viviendas las cuales están dotadas en su totalidad del servicio de energía eléctrica que es prestado por la empresa Centrales Eléctricas de Norte de Santander. En cuanto a la disponibilidad de Agua Potable y Saneamiento básico, la totalidad de la vereda presenta dificultades clasificadas así:

Existe un “sistema” de captación, transporte, almacenamiento y distribución de agua. Éste, está dotado por mangueras de 1 3/4” en la primera parte del trazado hacia el tanque de distribución, capta un caudal promedio de 3.05 L/s.

Debido a las condiciones topográficas de la zona, el agua transportada pierde presión en la segunda parte del trazado y se ven en la obligación de cambiar el diámetro de la manguera a 1 ½”, esto debido a que el sistema funciona por gravedad. Además, no existe un sistema de tratamiento que permita dar potabilización y entregar el recurso dentro de los parámetros admisibles por la legislación nacional.

Por último, la disponibilidad del recurso hídrico es baja, pues por un lado existen conexiones independientes a la ya existente para abastecer al “acueducto” y por el otro no se está cuidando el bosque de galería que podría asegurar la disponibilidad del recurso hídrico en un tiempo determinado.

Lo anterior ha generado que la frecuencia de llegada del agua a cada una de las viviendas sea semanal, con una intensidad horaria de 4 a 6 horas, adicionalmente en cada vivienda se construyen grandes estanques de almacenamiento, con el inconveniente, que estos no se encuentran en las mejores condiciones higiénico-sanitarias. Exponiendo a sus habitantes a la presencia de enfermedades gastrointestinales y a que existe proliferación de mosquitos (ver anexo B).

La disposición de aguas residuales se hace mediante la instalación de pozos sépticos en cada vivienda, los cuales en su gran mayoría se encuentran en malas condiciones físicas, generando así, que los vertimientos terminen desembocando en la corriente de la quebrada La Tinta.

La disposición final de residuos sólidos, se hace en cada una de las viviendas mediante la ubicación de excavaciones (huecos) como áreas de almacenamiento temporal, para luego ser incinerados.

En cuanto al acceso al servicio de gas, éste es muy poco utilizado, pues en gran número todavía se utiliza la leña como combustible para la preparación de alimentos, aunque los pocos que tienen acceso al mismo, lo hacen adquiriendo cilindros de gas propano.

4.2.5 Sistema actual de acueducto. El sistema actual de acueducto en La Vereda Santa Bárbara, solo cumple funciones de captación, almacenamiento y distribución (como se mencionó anteriormente). Este sistema abastece un 70%¹¹ de la población en la vereda, el cual se beneficia de las aguas provenientes de la quebrada La Tinta; en cuanto al resto de viviendas de la vereda, se ven en la necesidad de abastecerse de afluentes diferentes (como el drenaje Los Cepos y El Manantial¹²), que representan un 16% de las viviendas, mientras que un 6% tienen conexión independiente en la quebrada La Tinta aguas arriba de la bocatoma del actual acueducto y por último, un 8% tienen una conexión aguas abajo de la bocatoma, esto hace que el agua consumida por estos hogares sea la más contaminada, pues ya en este punto el recurso hídrico ha pasado por diferentes cultivos y además la quebrada se convierte en fuente receptora de aguas residuales domésticas.

¹¹ Incluyendo la escuela

¹² Nombres dados por habitantes de la región, no existe nombres plasmados en algún documento

Ante el mal aspecto presentado por el agua que consumen hoy en día los habitantes de la vereda Santa Bárbara y con el apoyo de líderes comunales, se realizó un muestreo en el cual se pudo analizar las condiciones físico-químicas y microbiológicas de ésta. Los resultados pueden verse en la Tabla 7.

Tabla. 7. Medición de parámetros

Análisis fisicoquímico		
Parámetros básicos	Resultados	Valor máximo aceptable
Color	42.8	≤ 15
Olor y Sabor	----	Aceptable
Turbidez	4.5	≤ 2
PH	7.58	6.5 – 9.0

Fuente: Autores del proyecto

Tomado del acta de unidad de análisis del I.D.S. para la vereda santa bárbara. Del mismo modo, este análisis arrojó que el IRCA es de 88.9, que corresponde a un Nivel de Riesgo INVIABLE SANITARIAMENTE¹³, lo que demuestra que el agua está mostrando deficiencias.

De acuerdo a lo anterior, la situación sanitaria presentada puede generar la aparición de enfermedades, lo que hace necesario seguir los requerimientos del I.D.S., los cuales enuncian¹⁴:

Utilizar algún método de tratamiento intradomiciliario al agua para potabilizarla.

Gestionar con las entidades competentes para el diseño y construcción de una Planta de Tratamiento de Agua Potable.

Mejorar las condiciones Higiénico Sanitarias en cada una de las viviendas para disminuir los riesgos de contaminación al agua que se utiliza para consumo humano.

Crear conciencia y sensibilización sobre el ahorro y uso racional del recurso hídrico.

Evitar la contaminación de tipo doméstico y agropecuario cerca a la fuente hídrica abastecedora.

Adquirir áreas o zonas estratégicas con el objeto de proteger la fuente hídrica.

Evitar el uso indiscriminado de plaguicidas y sustancias tóxicas que puedan afectar las fuentes hídricas.

¹³ Instituto Departamental de Salud, acta de unidad de análisis, código: F-SP-VC12-02

¹⁴ *Ibíd.*, p.12.

4.3 EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES FÍSICO-QUÍMICAS Y MICROBIOLÓGICAS DEL AGUA DE LA QUEBRADA LA TINTA, QUE ABASTECE A LA VEREDA SANTA BÁRBARA DE LA PLAYA DE BELÉN.

Partiendo de los antecedentes presentados y viendo que una sola muestra no es representativa (ver anexo C), se decidió realizar nuevos análisis al agua proveniente de la quebrada La Tinta, en esta ocasión se tomó como referencia la bocatoma y el tanque de almacenamiento.

4.3.1 Condiciones fisicoquímicas y microbiológicas en la bocatoma

Tabla 8. Condiciones para el día 15 de Julio

PARÁMETRO	UNIDAD	RANGO MAX	VALOR	MÉTODO	OBSERVACIONES
POTENCIAL DE H	PH	6.5-9.0	7.08	Standard Methods 4500 H+B	CUMPLE
TURBIEDAD	UNT	2	6.66	Standard Methods 2310 B	NO CUMPLE
COLOR	UPC	15	79	Standard Methods 2120 A	NO CUMPLE
CONDUCTIVIDAD	µmhos/cm	1000	58	Standard Methods 2510 B	CUMPLE
ALCALINIDAD	mg/l	250	25	Standard Methods 2120 A	CUMPLE
DUREZA TOTAL	mg/l	300	12	Standard Methods 2340 C	CUMPLE
NITRATOS	mg/l	10	4.8	Standard Methods 2510 B	CUMPLE
NITRITOS	mg/l	0.1	0.01	Standard Methods 4500 NO ₂ B	CUMPLE
SULFATOS	mg/l	250	1	Standard Methods 4500 SO ₄ E	CUMPLE
HIERRO TOTAL	mg/l	0.3	1.04	Standard Methods 3500 FeB	NO CUMPLE
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	0	1100	Filtración por membrana	NO CUMPLE
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	0	1100	Filtración por membrana	NO CUMPLE
AEROBIOS	UFC/100				
MESOFILOS	ml	100	3600	Filtración por membrana	NO CUMPLE

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 9. Condiciones para el día 15 de Agosto

PARÁMETRO	UNIDAD	RANGO MAX	VALOR	MÉTODO	OBSERVACIONES
POTENCIAL DE H	PH	6.5-9.0	6.82	Standard Methods 4500 H+B	CUMPLE
TURBIEDAD	UNT	2	3.7	Standard Methods 2310 B	NO CUMPLE
COLOR	UPC	15	44	Standard Methods 2120 A	NO CUMPLE
CONDUCTIVIDAD	µmhos/cm	1000	60	Standard Methods 2510 B	CUMPLE
ALCALINIDAD	mg/l	250	30	Standard Methods 2120 A	CUMPLE
DUREZA TOTAL	mg/l	300	10	Standard Methods 2340 C	CUMPLE
NITRATOS	mg/l	10	7.04	Standard Methods 2510 B	CUMPLE
NITRITOS	mg/l	0.1	0.02	Standard Methods 4500 NO ₂ B	CUMPLE
SULFATOS	mg/l	250	1	Standard Methods 4500	CUMPLE

Tabla 9. (Continuación)

HIERRO TOTAL	mg/l	0.3	0.72	SO ₄ E Standard Methods 3500 FeB	NO CUMPLE
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	0	1100	Filtración por membrana	NO CUMPLE
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	0	1100	Filtración por membrana	NO CUMPLE
AEROBIOS MESOFILOS	UFC/100 ml	100	3600	Filtración por membrana	NO CUMPLE

Fuente: Autores del proyecto

4.3.2 Condiciones fisicoquímicas y microbiológicas en el tanque de almacenamiento

Tabla 10. Condiciones para el día 15 de Julio

PARÁMETRO	UNIDAD	RANGO MAX	VALOR	MÉTODO	OBSERVACIONES
POTENCIAL DE H	PH	6.5-9.0	6.91	Standard Methods 4500 H+B	CUMPLE
TURBIEDAD	UNT	2	2.53	Standard Methods 2310 B	NO CUMPLE
COLOR	UPC	15	30	Standard Methods 2120 A	NO CUMPLE
CONDUCTIVIDAD	µmhos/cm	1000	61	Standard Methods 2510 B	CUMPLE
ALCALINIDAD	mg/l	250	30	Standard Methods 2120 A	CUMPLE
DUREZA TOTAL	mg/l	300	11	Standard Methods 2340 C	CUMPLE
NITRATOS	mg/l	10	7.92	Standard Methods 2510 B	CUMPLE
SULFATOS	mg/l	250	0.34	Standard Methods 4500 SO ₄ E Standard Methods 3500	CUMPLE
HIERRO TOTAL	mg/l	0.3	0.36	FeB	NO CUMPLE
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	0	1100	Filtración por membrana	NO CUMPLE
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	0	1100	Filtración por membrana	NO CUMPLE
AEROBIOS MESOFILOS	UFC/100 ml	100	3600	Filtración por membrana	NO CUMPLE

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 11. Condiciones para el día 15 de Agosto

PARÁMETRO	UNIDAD	RANGO MAX	VALOR	MÉTODO	OBSERVACIONES
POTENCIAL DE H	PH	6.5-9.0	7.34	Standard Methods 4500 H+B	CUMPLE
TURBIEDAD	UNT	2	5.84	Standard Methods 2310 B	NO CUMPLE
COLOR	UPC	15	58	Standard Methods 2120 A	NO CUMPLE
CONDUCTIVIDAD	µmhos/cm	1000	57	Standard Methods 2510 B	CUMPLE
ALCALINIDAD	mg/l	250	25	Standard Methods 2120 A	CUMPLE
DUREZA TOTAL	mg/l	300	11	Standard Methods 2340 C	CUMPLE

Tabla 11. (Continuación)

NITRATOS	mg/l	10	4.4	Standard Methods 2510 B Standard Methods 4500	CUMPLE
NITRITOS	mg/l	0.1	0.01	NO ₂ B Standard Methods 4500	CUMPLE
SULFATOS	mg/l	250	1	SO ₄ E Standard Methods 3500	CUMPLE
HIERRO TOTAL	mg/l	0.3	1.04	FeB	NO CUMPLE
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	0	1100	Filtración por membrana	NO CUMPLE
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	0	1100	Filtración por membrana	NO CUMPLE
AEROBIOS MESOFILOS	UFC/100 ml	100	3600	Filtración por membrana	NO CUMPLE

Fuente: Autores del proyecto

Según los resultados de los análisis anteriores en la quebrada La Tinta de la vereda Santa Bárbara del municipio de la Playa de Belén se puede concluir que:

Se hace necesario establecer un sistema de coagulación y de floculación para eliminar materia orgánica y coloidal por el aumento del color y de la turbiedad del agua.

Es importante para la potabilización, implementar un sistema de desinfección con el fin de eliminar los microorganismos presentes en el agua.

Los análisis anteriores pueden verse con más detalle en el anexo D.

4.4 DISEÑO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DEL AGUA PARA LA VEREDA SANTA BÁRBARA DE LA PLAYA DE BELÉN.

4.4.1 Aforo del actual sistema de captación. Los caudales recolectados fueron obtenidos en la manguera que transporta agua desde la quebrada La Tinta hasta el tanque de almacenamiento de la vereda Santa Bárbara del municipio de La Playa de Belén.

Tabla 12. Datos para el día 16 de julio de 2015

AFOROS	VALOR (L/s)
Q1	3.40
Q2	3.80
Q3	3.23
Q4	3.07
Q5	3.37
PROMEDIO	3.37

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 13. Datos para el día 21 de julio de 2015

AFOROS	VALOR (L/s)
Q1	3.06
Q2	2.90
Q3	2.98
Q4	3.13
Q5	3.12
PROMEDIO	3.04

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 14. Datos para el día 31 de julio de 2015

AFOROS	VALOR (L/s)
Q1	2.77
Q2	2.72
Q3	2.80
Q4	2.67
Q5	2.76
PROMEDIO	2.74

Fuente: Autores del proyecto

Estos datos fueron obtenidos mediante el método volumétrico para medición de caudales, el cual, permite medir pequeños caudales eso indica que el promedio del caudal captado a la quebrada La Tinta es 3.05 L/s, en una temporada de sequía.

4.4.2 Aforo a la fuente abastecedora. Los valores de caudal de la quebrada La Tinta, medidos en la misma fecha se muestran a continuación:

Tabla 15. Datos para el día 16 de julio de 2015

AFOROS	VALOR (L/s)
Q1	10.16
Q2	9.83
Q3	10.51
Q4	9.53
Q5	9.24
PROMEDIO	9,85

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 16. Datos para el día 21 de julio de 2015

AFOROS	VALOR (L/s)
Q1	8.97
Q2	8.02
Q3	8.24
Q4	8.47
Q5	8.71
PROMEDIO	8.48

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 17. Datos para el día 31 de julio de 2015

AFOROS	VALOR (L/s)
Q1	7.09
Q2	7.62
Q3	7.26
Q4	7.43
Q5	7.82
PROMEDIO	7.44

Fuente: Autores del proyecto

Los anteriores datos fueron tomados mediante el método del flotador dando como resultado lo siguiente:

Caudal promedio = 8.59 l/s

Caudal máximo = 10.51 l/s

Caudal mínimo = 7.09 l/s

4.4.3 Calidad del agua. Al realizar un diseño de un sistema de tratamiento de agua para consumo humano, es necesario conocer de antemano: el tipo de fuente, la calidad del agua de la misma, las características organolépticas, físico-químicas, y microbiológicas esenciales. La calidad de la fuente debe caracterizarse de la manera más completa posible para poder identificar el tipo de tratamiento que necesita. La fuente debe cumplir con lo exigido en el Decreto 1594 del 26 de junio de 1984, en sus artículos 37 y 38, o en su ausencia el que lo reemplace. Los análisis de laboratorio y el muestreo deben realizarse de acuerdo con métodos estándar reconocidos nacional e internacionalmente. Para la selección de tratamiento previo o paralelo al diseño de una planta, deben realizarse ensayos en el laboratorio siendo obligatorio entre estos el Ensayo de Jarras; los ensayos de planta piloto no se recomiendan para niveles bajo y medio de complejidad¹⁵.

¹⁵ REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección I, TÍTULO C, SISTEMAS DE POTABILIZACIÓN. República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C; Noviembre de 2000.

Los muestreos se efectuaron de acuerdo con las normas NTC – ISO 5667. Las pruebas de laboratorio se realizaron en los laboratorios de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña y en laboratorios de la Empresa de Servicios Públicos de Ocaña ESPO. Se determinó la calidad de la fuente y el grado de tratamiento de acuerdo a los resultados obtenidos de los estudios de tratabilidad y a los parámetros de calidad de la fuente y grado de tratamiento. La fuente se definió como deficiente, esto debido al primer análisis realizado por el IDS, el cual señaló que esta se encuentra dentro del rango **inviablemente sanitario** establecido por el IRCA. El tratamiento adecuado para esta fuente es: pretratamiento, coagulación, sedimentación, filtración rápida o lenta y desinfección.

Para iniciar con las actividades de diseño, es necesario conocer una serie de variables que permiten avanzar en las diferentes fases del proyecto.

4.4.4 Determinación de la población de diseño. En este caso no se tenía conocimiento de un censo que permitiera estimar la población futura, por esta razón, fue necesario llegar a cada vivienda con el fin de saber las personas establecidas en la vereda y al mismo tiempo se obtuvo la población futura (ver tabla 3).

Población flotante = 181 personas

Población estable = 173 personas

La población futura se estimó mediante método geométrico de la siguiente manera:

$$P_f = P_0(1 + r)^n$$

Donde;

P_f = Población futura

P_0 = Población inicial

r = Tasa de crecimiento de la población

n = Período de diseño

Dado que no existe una tasa de crecimiento poblacional para la vereda Santa Bárbara, se adoptó la tasa que registra el DANE para la zona rural (1.96%) de La Playa de Belén.

Entonces:

$$n = (T_f - T_i) = 2040 - 2015 = 25 \text{ años}$$

$$r = 1.96 \%$$

$$P_f = 173 (1 + 0.0196)^{25}$$

$$P_f = 281 \text{ personas}$$

Para determinar la población de diseño, es necesario tener en cuenta la población flotante, esta representa 181 personas. Entonces, la población de diseño será:

$$P = \text{población futura} + \text{población flotante}$$

$$P = 462 \text{ personas}$$

4.4.5. Consumo neto o dotación neta. El consumo neto o dotación neta, es la cantidad de agua usada efectivamente en cada una de las actividades que se realizan en una comunidad¹⁶. Se asume una dotación neta de 126 L/hab*día, teniendo en cuenta la temperatura de la zona, el nivel de complejidad del sistema y la existencia de una institución educativa.¹⁷

4.4.6. Dotación bruta. Debe establecerse mediante la siguiente ecuación;

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

$$d_{bruta} = \frac{126}{1 - 0.4}$$

$$d_{bruta} = 315 \text{ L/hab*día}$$

4.4.7 Caudal medio diario. El caudal medio diario, Q_{md} , es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada. Corresponde al promedio de los consumos diarios en un período de un año y puede calcularse mediante la siguiente ecuación¹⁸:

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

$$Q_{md} = 1.68 \text{ L/hab*día}$$

4.4.8 Caudal máximo diario. El caudal máximo diario, Q_{MD} , corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un período de un año. Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k_1 ¹⁹.

$$Q_{MD} = Q_{md} * k_1$$

$$Q_{MD} = 1.68 * 1.3$$

$$Q_{MD} = 2.19 \text{ L/hab*día}$$

¹⁶ LÓPEZ CUALA, Jorge. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C, Mc Graw Hill, 1998

¹⁷ REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección II, TÍTULO B, SISTEMAS DE ACUEDUCTO. República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C; Noviembre de 2000. P.B.36

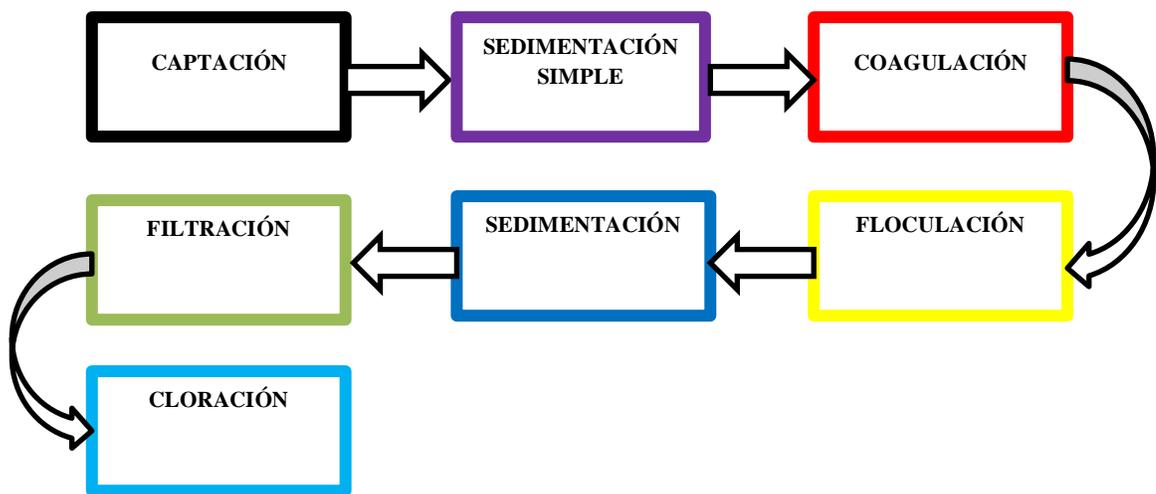
* *Ibíd.*, p.12

¹⁸ REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección II, TÍTULO B, SISTEMAS DE ACUEDUCTO. República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C; Noviembre de 2000. P.B.37

¹⁹*Ibíd.*, p.17

4.4.9 Descripción del diseño. A continuación se presenta la descripción general del diseño de la planta de potabilización de agua para la vereda Santa Bárbara de La Playa de Belén (ver figura 3).

Figura 3. Diagrama de bloques de operaciones efectuadas en el tratamiento de agua en la Vereda Santa Bárbara del municipio de la Playa de Belén



Fuente: Autores del proyecto

Captación. Las obras de captación deben localizarse en zonas donde el suelo sea estable y resistente a la erosión, procurando que la captación se haga en un sector recto del cauce, para el caso de la vereda Santa Bárbara, la captación de agua de la quebrada la Tinta se realizará en un tramo recto de la quebrada a 1000 m de la planta de tratamiento de agua.

Se construirá una bocatoma de fondo que garantice el abastecimiento de agua potable para la población, esta será captada a través de una rejilla colocada en la parte superior de una presa, que a su vez es direccionada en sentido normal de la corriente. El agua captada mediante la rejilla localizada en el fondo del lecho de la quebrada.²⁰

La bocatoma tendrá muros laterales que encauzan el agua hacia la rejilla, siendo estos de concreto ciclópeo empotrados en la ribera de la quebrada. También contará con un canal de aducción que recibe el agua a través de la rejilla y entrega el agua captada a la cámara de recolección. La cámara de recolección tiene en su interior un vertedero de excesos lateral que entrega el agua a una tubería de excesos que regresa el agua a la quebrada.

Los elementos que constituyen esta bocatoma son: presa, muros laterales, rejilla, canal de aducción y cámara de recolección.

²⁰ LÓPEZ CUALA, Jorge. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C, Mc Graw Hill, 1998

Presa. Su cota superior está al mismo nivel de la cota de fondo del río. Construida generalmente en concreto ciclópeo, dentro de ella se encuentra el canal de aducción. Para el diseño de la bocatoma se debe verificar que el caudal de diseño, caudal máximo diario, sea inferior al caudal mínimo de la quebrada en el sitio de captación. Los datos anteriores muestran que esta condición se cumple para el proyecto.

La presa y la garganta de la bocatoma se diseñan como un vertedero rectangular con doble contracción. Para determinar el valor de la lámina de agua para condiciones de diseño (Q_{MD}) y para las condiciones máximas y mínimas de la quebrada se utiliza la ecuación.²¹

$$H = (Q/1.84 * L)^{2/3}$$

Dónde:

Q = Caudal de diseño (m^3/s)

H = Profundidad de la lámina de agua sobre la presa (m)

L = Ancho de la presa (m), se adoptó un valor de 1 m de acuerdo al ancho de la quebrada

$$H = (0.00219/1.84 * 1.0)^{2/3}$$

$$H = 0.011 \text{ m}$$

Debido a la existencia de las contracciones laterales (2), se debe hacer la corrección de la longitud del vertimiento, esta situación se corrige teniendo en cuenta L'' , calculado así²²:

$$L'' = L - (0.2 * H)$$

$$L'' = 1.0 - (0.2 * 0.011)$$

$$L'' = 0.999 \text{ m}$$

La velocidad de la quebrada sobre la presa es:

$$V = \frac{Q}{L'' * H}$$

$$V = \frac{0.00219}{0.999 * 0.011}$$

$$V = 0.2 \text{ m/s}$$

Se adopta una velocidad del agua sobre la presa igual 0.3m/s

La velocidad del agua sobre la rejilla debe estar comprendida entre 0.3m/s y 3m/s de manera que puedan ser aplicables las ecuaciones de alcance de chorro presentadas a continuación para la determinación del ancho del canal de aducción.

²¹ *Ibíd.*, p.68

²² *Ibíd.*, p.78

Muros laterales. Encauzan el agua hacia la rejilla y protegen los taludes. El ancho de estos muros depende de la estabilidad estructural. Como son en concreto ciclópeo, el ancho de los muros puede ser de 60 centímetros (cm) o menos; esto depende del estudio de estabilidad de los mismos muros²³.

Rejilla. Está colocada sobre el canal de aducción que se encuentra dentro de la presa. La longitud de la rejilla, y por lo tanto la del canal de aducción, puede ser menor que la longitud de la presa o el ancho de la garganta, según las necesidades del caudal que se ha de captar. El ancho mínimo es de 40 centímetros (cm) y el largo mínimo de 70 centímetros (cm), dados para facilitar la operación de limpieza y mantenimiento. Los barrotes y el marco pueden ser de hierro, con separación entre barrotes de cinco a diez centímetros y diámetro de los mismos de ½”, ¾” o 1”²⁴.

Canal de aducción. Recibe el agua a través de la rejilla y entrega el agua captada a la cámara de recolección. Tiene una pendiente entre 1 y 14%, con el fin de dar una velocidad mínima adecuada y segura para realizar las labores de mantenimiento. La sección de este canal puede ser rectangular o semicircular. Aun cuando la sección semicircular es la más eficiente desde el punto de vista del funcionamiento hidráulico, la sección rectangular es más fácil de construir²⁵.

Diseño de la rejilla. El ancho del canal de aducción se calculó con la ecuación de alcance de chorro.

$$X_s = 0.36V_r^{\frac{2}{3}} + 0.60H^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.36(0.3)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.011)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.21 \text{ m}$$

$$X_i = 0.18V_r^{\frac{4}{7}} + 0.74H^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0.18(0.3)^{\frac{4}{7}} + 0.74(0.011)^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0.12 \text{ m}$$

$$B = X_s + 0.10$$

$$B = 0.21 + 0.10$$

$$B = 0.31 \text{ m}$$

Dónde:

$X_s =$ Alcance filo superior. (m)

²³ *Ibíd.*, p.78

²⁴ *Ibíd.*, p.80

²⁵ *Ibíd.*, p.81

X_i = Alcance filo inferior. (m)
 B = Ancho del canal de aducción. (m)
 V_r = Velocidad de la quebrada (m/s)

Se adopta un ancho de canal de aducción de 0.4 m debido a especificaciones de diseño antes mencionadas.

Se utiliza una rejilla con barrotes en la dirección del flujo. Se adoptaron barrotes de ½” (0.0127 m) y separación entre ellos de 5 centímetros (cm). Por otra parte se supone la velocidad entre barrotes igual a 0.10 m/s²⁶.

La longitud de la rejilla y el número de orificios será:

$$A_n = \frac{Q}{0.9 * V_b}$$

$$A_n = \frac{0.00219}{0.9 * 0.1}$$

$$A_n = 0.024 \text{ m}^2$$

$$L_r = \frac{a + b}{a} * \frac{A_n}{B}$$

Dónde:

A_n = Área neta de la rejilla (m²)

V_b = Velocidad entre barrotes (máxima 0.2m/s, según el RAS título C)

a = Separación entre barrotes

b = Diámetro de cada barrote

L_r = Longitud de la rejilla

$$L_r = \frac{(0.05) + (0.0127)}{(0.05)} * \frac{0.024}{0.4}$$

$$L_r = 0.075 \text{ m}$$

Se adopta 0.70 m de longitud de rejilla, pues así lo recomienda el RAS título C.

Recalculamos el área neta (A_n), se tiene:

$$A_n = \frac{a}{a + b} * B * L_r$$

²⁶ *Ibíd.*, p.82

$$A_n = \frac{(0.05)}{(0.05) + (0.0127)} * 0.4 * 0.7$$

$$A_n = 0.22 \text{ m}^2$$

El número de orificios será:

$$N = \frac{A_n}{a * B}$$

$$N = \frac{(0.22)}{(0.05) * (0.4)}$$

$$N = 11 \text{ Orificios}$$

Dónde:

$N = \text{Número de orificios}$

$a = \text{Separación entre barrotes (m)}$

Se adoptan 11 orificios separados 5 cm entre sí, con lo cual se tienen las siguientes condiciones finales:

$$A_n = a * B * N$$

$$A_n = (0.05) * (0.4) * (11)$$

$$A_n = 0.22 \text{ m}^2$$

Calculamos la velocidad del agua entre barrotes:

$$V_b = \frac{Q}{0.9 * A_n}$$

Donde:

$V_b = \text{Velocidad entre barrotes}$

$Q = \text{Caudal de diseño}$

$A_n = \text{Área neta de la rejilla}$

$$V_b = \frac{0.00219}{0.9 * 0.22}$$

$$V_b = 0.011 \text{ m/s}$$

Procedemos a recalcular la longitud de la rejilla

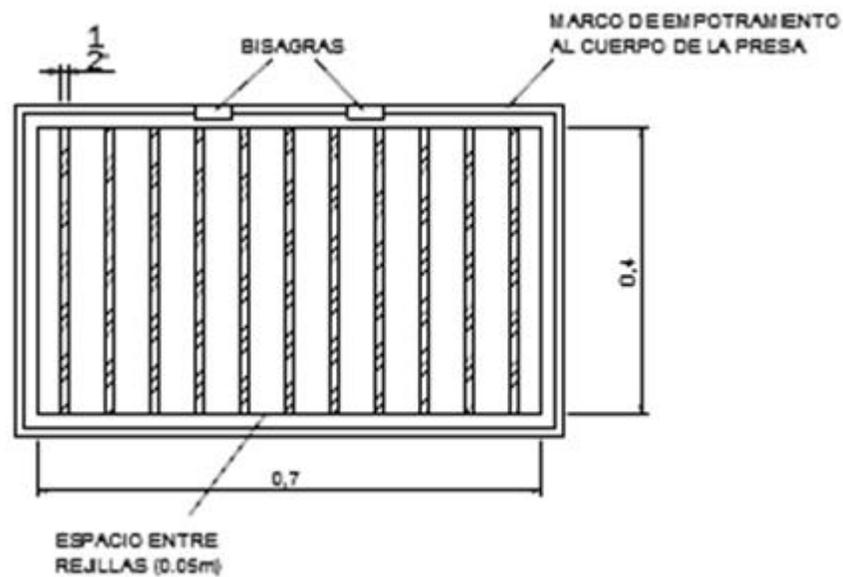
$$L_r = \frac{a + b}{a} * \frac{A_n}{B}$$

$$L_r = \frac{(0.05 + 0.0127)}{0.05} + \frac{0.22}{0.4}$$

$$L_r = 0.69 \text{ m}$$

Se adopta un valor de 0.70 m como longitud de la rejilla

Figura 4. Rejilla de la bocatoma



Fuente: Autores del proyecto

Diseño del canal de aducción. Tenemos que el nivel del canal de aducción aguas abajo es:

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

h_c = Profundidad crítica (m)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

B = Ancho del canal de aducción. (m)

$$h_c = \left(\frac{(0.00219)^2}{(9.81) * (0.4)^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$h_c = 0.015 \text{ m}$$

Aguas arriba será:

$$L_{canal} = L_{rejilla} + \text{espesor del muro}$$

En la descripción de muros laterales se recomienda que estos no superen los 60 cm, para este caso se adoptó un espesor de 30 cm (se adoptó según el RAS título B), teniendo:

$$L_{canal} = (0.69 + 0.3) = 0.99 \text{ m}$$

Niveles de agua en el canal de aducción

Asumiendo que todo el volumen de agua es captado al inicio del canal, el nivel de la lámina aguas arriba es obtenido por medio del análisis de cantidad de movimiento en el canal²⁷:

$$h_o = \left[2 * h_e^2 + \left(h_e - \frac{i * L_c}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} * i * L_c$$

$$h_o = \left[2 * (0.015)^2 + \left(0.015 - \frac{(0.01 * 0.99)}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} * (0.01) * (0.99)$$

$$h_o = 0.018 \text{ m}$$

Donde:

h_o = Profundidad aguas arriba (m)

h_e = Profundidad aguas abajo (m)

i = Pendiente del fondo del canal, se adoptó 1%

L_c = Longitud del canal (m).

Para que la entrega a la cámara de recolección se haga en descarga libre, se debe cumplir que:

$$h_e = h_c$$

Se debe dejar un borde (B_l) libre de 15 centímetros (cm); por lo que la distancia de la rejilla hasta la lámina de agua (H_o) aguas arriba sobre el canal de aducción será:

$$H_o = h_o + B_l$$

²⁷ *Ibíd.*, p.82

Dónde:

$H_o =$ Distancia de la rejilla hasta la lámina de agua (m)

$B_l =$ Borde libre del canal de aducción (m)

$$H_o = 0.018 + 0.15 = 0.168 \text{ m}$$

La distancia de la rejilla hasta la salida de agua del canal de aducción (H_e) será:

$$H_e = H_o + i * L_c$$

Dónde:

$H_e =$ Distancia de la rejilla hasta la salida de agua del canal de aducción (m)

$L_c =$ Longitud del canal

$$H_e = 0.168 + (0.01 * 0.99) = 0.18 \cong 0.2 \text{ m}$$

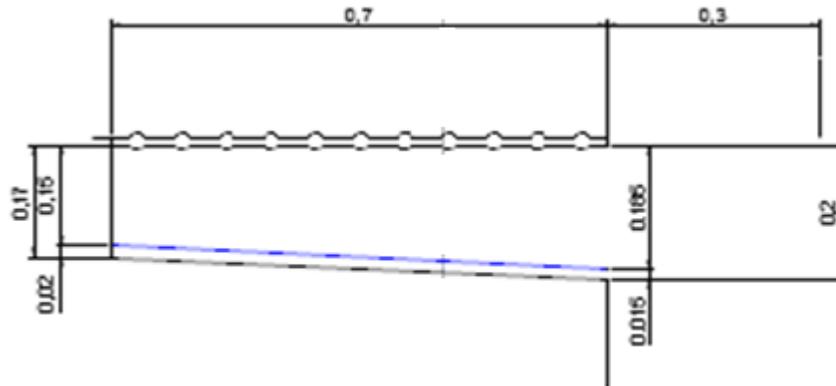
Para que las ecuaciones de dimensionamiento de la cámara sean válidas, la velocidad, a la entrega de la cámara de recolección (V_e), debe ser mayor de 0.3 m/s y menor de 3.0 m/s²⁸.

$$V_e = \frac{Q}{B * h_e}$$
$$V_e = \frac{0.00219}{0.4 * 0.015} = 0.37 \text{ m/s}$$

Según lo anterior, el canal de aducción tendrá un bore libre de 15 cm, una pendiente del 1%, la distancia de la rejilla hasta la lámina de agua, aguas arriba sobre el canal de aducción es 17 cm, la distancia de la rejilla hasta la salida de agua del canal de aducción es de 20 cm. La sección del canal será rectangular.

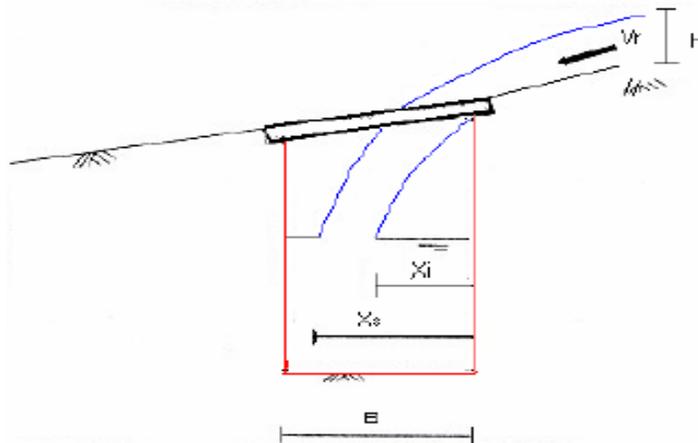
²⁸ REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección II, TÍTULO B, SISTEMAS DE ACUEDUCTO. República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C; Noviembre de 2000. P.B.37

Figura 5. Perfil del canal de aducción



Fuente: Autores del proyecto

Figura 6. Captación a través de la rejilla al canal de aducción.



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003

Cámara de recolección. Generalmente es cuadrada o rectangular, con muros en concreto reforzado cuyo espesor puede ser de 30 cm y su altura igual a la de los muros laterales. En su interior se encuentra un vertedero de excesos lateral, que entrega el agua a una tubería de excesos que regresa al cauce. Hay que dejar una tapa en la placa superior y una escalera para el acceso del personal de mantenimiento.²⁹

²⁹ *Ibíd.*, p.12

Diseño de la cámara de recolección. Nuevamente se aplican las ecuaciones de alcance de un chorro de agua, utilizadas para determinar el ancho del canal de aducción, reemplazando términos por los de la condición de entrada a la cámara.

$$X_s = 0.36 * V_e^{2/3} + 0.60 * h_e^{4/7}$$

$$X_s = 0.36(0.37)^{2/3} + 0.60(0.015)^{4/7}$$

$$X_s = 0.24 \text{ m}$$

$$X_i = 0.18 * V_e^{4/7} + 0.60 * h_e^{3/4}$$

$$X_i = 0.18(0.37)^{4/7} + 0.60(0.015)^{3/4}$$

$$X_i = 0.13 \text{ m}$$

$$B_{camara} = X_s + 0.30$$

$$B_{camara} = (0.24) + 0.30 = 0.54 \text{ m}$$

Se debe tener en cuenta que, aunque se requieren los cálculos hidráulicos para establecer las condiciones mínimas de la cámara de recolección, es importante que las dimensiones de la cámara sean las mínimas necesarias para realizar un adecuado mantenimiento de ésta.³⁰ Por lo anterior, para facilitar el acceso y mantenimiento, se adopta 1.20 m (en el sentido de B_{camara}) por 1.50 m de lado.

El borde libre de la cámara es de 15 cm, por lo que el fondo de la cámara estará a 55 cm por debajo de la cota del fondo del canal de aducción a la entrega (suponiendo una cabeza de 0.60 m que debe verificarse una vez realizado el diseño de la aducción al desarenador).³¹

Cálculo de la altura de los muros de contención. La profundidad, H, de la cámara de recolección debe ser tal que cubra las pérdidas por entrada y fricción de la tubería de conducción entre bocatoma y desarenador.³² Tomando el caudal máximo de la quebrada de 0.011 m³/s, la altura de la lámina de agua en la garganta de la bocatoma es:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.011}{1.84 * 1.0} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.033 \text{ m}$$

Dejando un borde libre del 33 cm se tiene que la altura de los muros será de 0,37 m.³³

Caudal de excesos. El caudal de excesos se determina teniendo en cuenta que sobre la rejilla de la bocatoma pasará un caudal mayor que el caudal de diseño. Se producirá entonces una lámina de agua superior al diseño, que se puede evaluar según:

³⁰ LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

³¹ *Ibíd.*, p.12

³² *Ibíd.*, p.13

³³ *Ibíd.*, p.13

$$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseño}$$

La capacidad máxima de captación de la rejilla se puede aproximar al caudal a través de un orificio, cuya ecuación es:

$$Q_{captado} = C_d * A_{neta} \sqrt{2gH}$$

Donde:

$$Q_{captado} = \text{Caudal a través de la rejilla (m}^3/\text{s)}$$

$$C_d = \text{Coeficiente de descarga} = 0.3$$

$$A_{neta} = \text{área neta de la rejilla (m}^2\text{)}$$

$$H = \text{altura de la lámina de agua sobre la rejilla (m)}$$

Este caudal llega a la cámara de recolección a través del canal en donde se coloca un vertedero sin contracciones laterales que servirá para separar el caudal de diseño del caudal de excesos.³⁴

Determinación del caudal de excesos. Dentro de las condiciones iniciales del diseño, se tiene un caudal promedio de 0.009 m³/s. La altura de la lámina de agua y el caudal de excesos son:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.009}{1.84 * 1.0} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.029 \text{ m}$$

$$Q_{captado} = C_d * A_{neta} \sqrt{2gH} = 0.3 * 0.024 \sqrt{2 * 9.81 * 0.029} = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseño}$$

$$Q_{excesos} = 0.005 - 0.00219 = 0.0032 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las condiciones en el vertedero de excesos serán:

$$H_{exc} = \left(\frac{Q_{excesos}}{1.84 * B_{cámara}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.0032}{1.84 * 1.2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.013 \text{ m}$$

$$V_{exc} = \frac{Q_e}{H_{exc} * B_{cámara}} = \frac{0.0032}{0.013 * 1.2} = 0.21 \text{ m/s}$$

$$X_s = 0.36V_{exc}^{\frac{2}{3}} + 0.60H_{exc}^{\frac{4}{7}} = 0.36(0.21)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.013)^{\frac{4}{7}} = 0.18 \text{ m}$$

³⁴ *Ibíd.*, p.14

El vertedero de excesos estará colocado a 0.38 m de la pared aguas abajo de la cámara de recolección.

Cálculo de la tubería de excesos. Para el diseño de la tubería de excesos se debe contar con el perfil de la quebrada, ya que ésta se inicia desde el fondo de la cámara de recolección hasta 30 cm por encima del nivel máximo de la quebrada. Generalmente resulta ser una conducción a flujo libre. En esta parte fue necesaria la utilización de la herramienta Google Earth, para obtener el perfil de la quebrada La Tinta y así, poder establecer las cotas en los puntos necesarios para la elaboración del diseño.

Cálculo de cotas.

Fondo de la quebrada en la captación: = 1630 m*

Lamina sobre la presa:

Diseño: = 1630+0.011 = 1630.011 m

Máxima: = 1630+0.033 = 1630.033 m

Promedio: = 1630+0.013 = 1150.013 m

Corona de los muros de contención: = 1630+0.37 = 1630.037 m

Canal de aducción:

Fondo aguas arriba: = 1630-0.152 = 1629.848 m

Fondo aguas abajo: = 1630-0.2 = 1629.8 m

Lamina aguas arriba: = 1629.848+0.002 = 1629.85 m

Lamina aguas abajo: = 1629.8+0.015 = 1629.815 m

Cámara de recolección:

Lámina de agua: = 1629.8-0.15 = 1629.65 m

Cresta del vertedero de excesos = 1629.8-0.013 = 1629.787 m

Fondo: = 1629.8-0.6 = 1629.2 m

Se adopta en esta etapa del diseño un valor de 60 cm correspondientes a las pérdidas en la conducción de la bocatoma del desarenador.

Tubería de excesos:

Cota de entrada: = 1629.2 m

Cota de la quebrada en la entrega: = 1627.55 m*

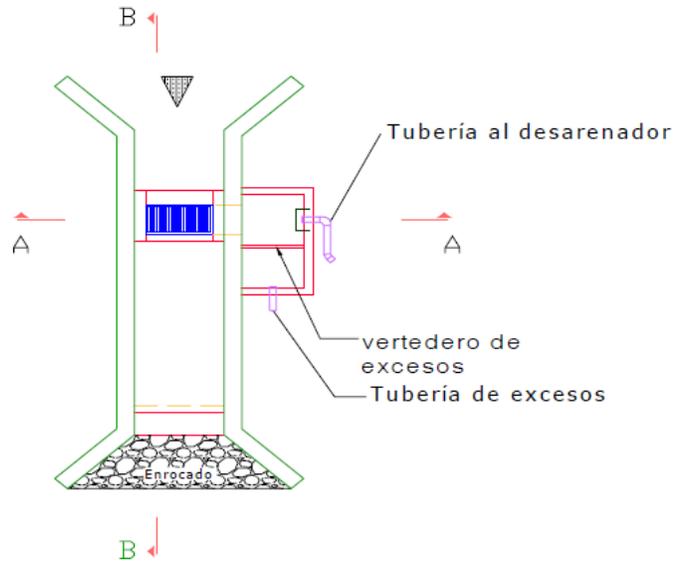
Cota de salida: = 1627.55 +0.30 = 1627.85m

La cota de la quebrada en el punto de descarga corresponde a la cota máxima de la quebrada, 50 metros aguas debajo de la captación.

Nota: los valores marcados con * corresponden a valores leídos del perfil de elevación con la herramienta Google Earth.

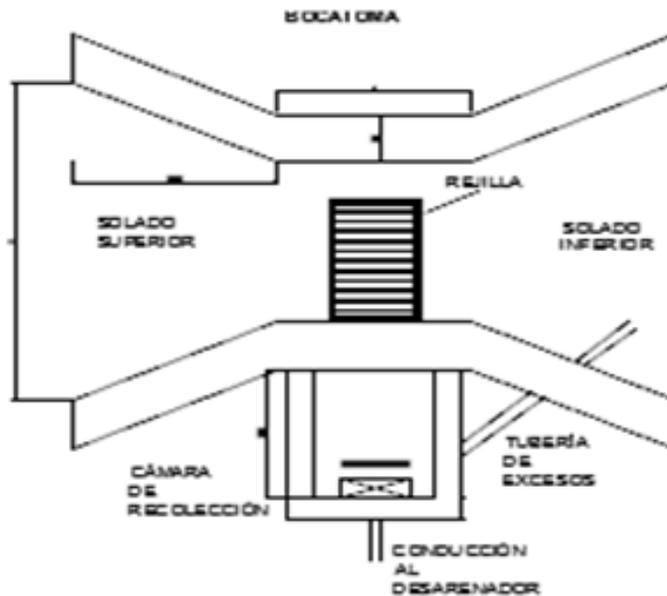
A continuación se esquematiza la bocatoma y la cámara de recolección:

Figura 7. Bocatoma de fondo (planta)



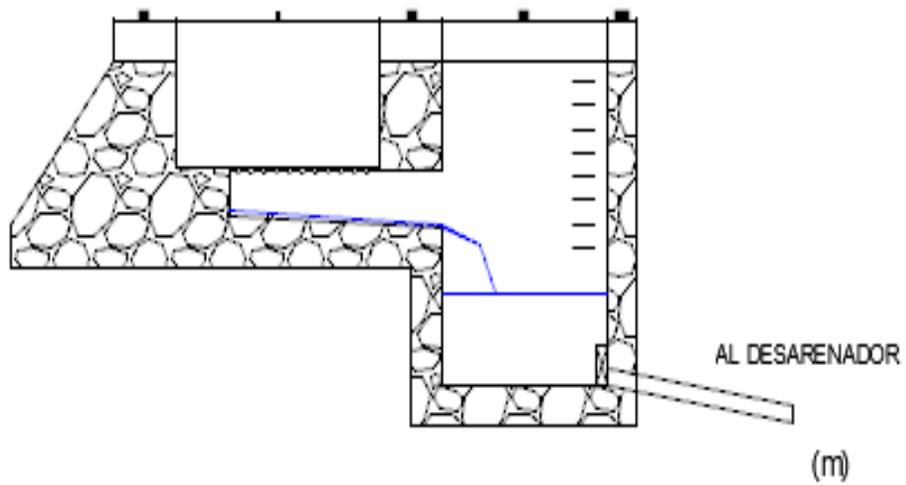
Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003

Figura 8. Bocatoma de fondo (planta)



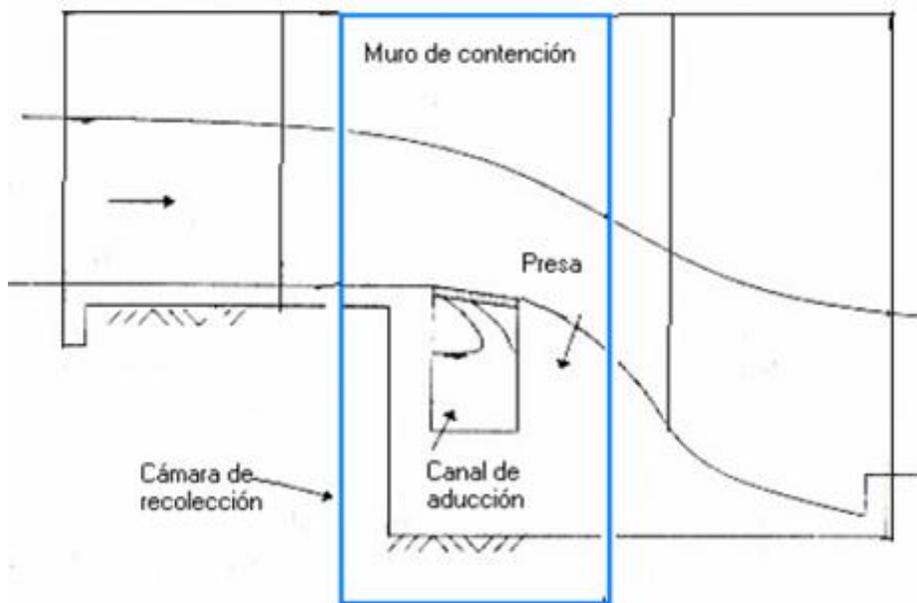
Fuente: Autores del proyecto

Figura de 9. Bocatoma de fondo (corte transversal)



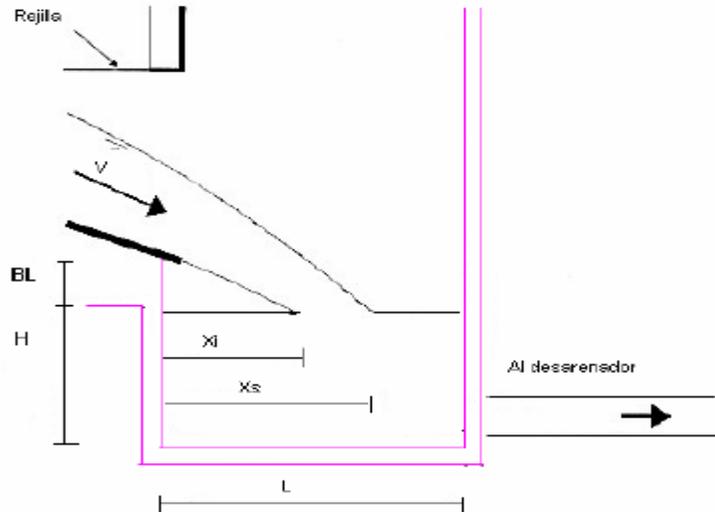
Fuente: Autores del proyecto

Figura 10. Bocatoma de fondo (corte longitudinal)



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003

Figura 11. Corte de la cámara de recolección.



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003

Diseño de la línea de aducción bocatoma-desarenador. Con las cotas anteriores, se procede a calcular la pendiente de la tubería y el diámetro correspondiente, con la ecuación de Manning. Esto debido a que el tipo de flujo es por gravedad.

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n}$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/s)

A = Área de la sección de flujo (m^2)

R = Radio hidráulico = $R = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4}$

P = diámetro interno real de la tubería

S = pendiente de la línea de energía

n = coeficiente de rugosidad e Maning; 0.009 para PVC

Retomando las condiciones de diseño, se tiene:

Caudal de diseño.	2.19 L/s = 0.00219 m^3/s
Tubería de PVC	$n = 0.009$
Longitud de aducción	$L = 50$ m

Determinando la pendiente de la tubería sería

$$S = \frac{1629.2 - 1627.85}{50} * 100 = 2.7\%$$

Determinando el diámetro de la tubería, despejándolo de la ecuación de Manning

$$D = 1.548 \left(\frac{nQ}{S^{1/2}} \right)^{3/8} = 1.548 * \left(\frac{0.009 * 0.00219}{(0.027)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.052 = 2.06''$$

El diámetro comercial mayor correspondiente a 2.06'' es 2½'' = 0.0635 m

Con el diámetro comercial superior se calcula el caudal a tubo lleno (Q_o). De este modo se procede a determinar la velocidad a tubo lleno (se calcula con el caudal a tubo lleno y el área del tubo).

Luego se determina la relación Q/Q_o . Para esto es necesario la utilización de la tabla de relaciones hidráulicas para conductos circulares (ver tabla 14). Obteniendo este valor y con la ayuda de la tabla 14, obtenemos las relaciones V/V_o y d/D .

$$Q_o = 0.312 \left(\frac{D^{8/3} * S^{1/2}}{n} \right) = 0.312 \left(\frac{0.0635^{8/3} * 0.028^{1/2}}{0.009} \right) = 0.0037 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} = \frac{0.0037 * 4}{\pi * (0.0635)^2} = 1.17 \text{ m/s}$$

$$R_o = \frac{A_o}{P_o} = \frac{\pi * D^2}{4 * \pi D} = \frac{D}{4} = \frac{0.052}{4} = 0.013 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0.00219}{0.0037} = 0.59$$

Con el valor de Q/Q_o , se ingresa a la tabla 14 y se obtiene:

$$\frac{V}{V_o} = 0.895 ; \quad \frac{d}{D} = 0.620 ; \quad \frac{R}{R_o} = 1.132$$

Siendo V la velocidad real en la tubería, R el radio hidráulico para la sección de flujo, H la profundidad hidráulica en la tubería y d la lámina de agua de ésta.

Velocidad mínima

Se debe garantizar una velocidad mínima en condiciones de diseño que permita la resuspensión del material sedimentado en condiciones diferentes de las de diseño. En general, se establece que la velocidad real mínima es de 0.6 m/s.³⁵

Tabla 18. Relaciones hidráulicas para conductos circulares

Q/Q_o	Rel.	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	<i>V/V_o</i>	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	<i>d/D</i>	0.000	0.0292	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	<i>R/R_o</i>	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
	<i>H/D</i>	0.000	0.041	0.067	0.086	0.102	0.116	0.128	0.140	0.151	0.161
0.1	<i>V/V_o</i>	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	<i>d/D</i>	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	<i>R/R_o</i>	0.686	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
	<i>H/D</i>	0.170	0.179	0.188	0.197	0.205	0.213	0.221	0.229	0.236	0.244
0.2	<i>V/V_o</i>	0.666	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	<i>d/D</i>	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	<i>R/R_o</i>	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
	<i>H/D</i>	0.251	0.258	0.266	0.273	0.280	0.287	0.294	0.300	0.307	0.314
0.3	<i>V/V_o</i>	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	<i>d/D</i>	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	<i>R/R_o</i>	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
	<i>H/D</i>	0.321	0.328	0.334	0.341	0.348	0.354	0.361	0.368	0.374	0.381
0.4	<i>V/V_o</i>	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	<i>d/D</i>	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	<i>R/R_o</i>	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
	<i>H/D</i>	0.388	0.395	0.402	0.408	0.415	0.422	0.429	0.436	0.443	0.450
0.5	<i>V/V_o</i>	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	<i>d/D</i>	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	<i>R/R_o</i>	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
	<i>H/D</i>	0.458	0.465	0.472	0.479	0.487	0.494	0.502	0.510	0.518	0.526
0.6	<i>V/V_o</i>	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	<i>d/D</i>	0.625	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.886
	<i>R/R_o</i>	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
	<i>H/D</i>	0.534	0.542	0.550	0.559	0.568	0.576	0.585	0.595	0.604	0.614
0.7	<i>V/V_o</i>	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	<i>d/D</i>	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	<i>R/R_o</i>	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
	<i>H/D</i>	0.623	0.633	0.644	0.654	0.665	0.677	0.688	0.700	0.713	0.725
0.8	<i>V/V_o</i>	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	<i>d/D</i>	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	<i>R/R_o</i>	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
	<i>H/D</i>	0.739	0.753	0.767	0.783	0.798	0.815	0.833	0.852	0.871	0.892
0.9	<i>V/V_o</i>	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	<i>d/D</i>	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	<i>R/R_o</i>	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
	<i>H/D</i>	0.915	0.940	0.966	0.995	1.027	1.063	1.103	1.149	1.202	1.265
1.0	<i>V/V_o</i>	1.041	1.042	1.042							
	<i>d/D</i>	0.914	0.920	0.931							
	<i>R/R_o</i>	1.172	1.164	1.150							
	<i>H/D</i>	1.344	1.445	1.585							

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

³⁵ Ibid

Siendo:

$Q =$ Caudal de diseño

$V =$ Velocidad de diseño

$d =$ Lámina de agua

$R =$ Radio hidráulico al caudal de diseño

$R_o =$ Radio hidráulico a tubo lleno

$H =$ Profundidad hidráulica

$n =$ Número de Manning a caudal de diseño

$n_o =$ Número de Manning a tubo lleno

$Q_o =$ Caudal a tubo lleno

$V_o =$ Velocidad a tubo lleno

$D =$ Diámetro de la tubería

Despejamos el valor de V ,

$$V = 0.895 * V_o = 0.895 * 1.17 = 2.0 \text{ m/s} > 0.6 \text{ m/s}$$

Diámetro mínimo

Se recomienda que en la aducción a flujo libre tenga un diámetro nominal mínimo de 4". El diámetro que se va a utilizar es el correspondiente al diámetro interno real.

$$d = 620 * D = 0.620 * 0.0635 = 0.039 \text{ m}$$

Esfuerzo cortante mínimo

La velocidad mínima está determinada por el esfuerzo cortante mínimo, con el fin de verificar que el flujo en la tubería o canal sea capaz de resuspender el material sedimentado en el fondo, este se representa mediante la siguiente expresión:

$$\tau_o = YRS$$

En donde:

$\tau_o =$ esfuerzo cortante medio, N/m^2

$Y =$ peso específico del agua, 9.81 KN/m^3

$R =$ radio hidráulico de la sección de flujo

$S =$ pendiente del canal

Para determinar el valor del esfuerzo cortante medio, se debe primero hallar el valor del radio hidráulico en la sección de flujo.

$$R = 1.132 * R_o = 1.132 * 0.013 = 0.015 \text{ m}$$

$$\tau_o = (9,81)(0.015)(0.028) = 4.12 \text{ N/m}^2$$

Este valor permite el arrastre de la mayor parte de materiales.

El caudal de excesos máximo previsto será de:

$$Q_{exceso} = Q_{lleno} - Q_{diseño} = 0.0037 - 0.00219 = 0.0015 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este será el caudal que habrá que considerar en el diseño de la estructura de excesos del desarenador.

Desarenador. Un desarenador convencional es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario. El material en suspensión transportado por el agua es básicamente arcilla, arena o grava fina.

Un desarenador está dividido en varias zonas³⁶:

Zona I: Cámara de quietamiento. Debido a la ampliación de la sección, se disipa el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada.

Zona II: Entrada al desarenador. Constituida entre la cámara de quietamiento y una cortina, la cual obliga a las líneas de flujo a descender con rapidez, de manera que se sedimente el material más grueso inicialmente.

Zona III: Zona de sedimentación. Es la zona en donde se sedimentan todas las partículas restantes y en donde se cumple en rigor con las leyes de sedimentación.

Zona IV: Salida del desarenador. Constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección.

Zona V: Almacenamiento de lodos. Comprende el volumen entre la cota de profundidad útil en la zona III y el fondo del tanque

Cada una de estas zonas se verán ilustradas en la figura 13.

Especificaciones para diseñar el desarenador.³⁷

Número de unidades. Se recomienda que este sistema esté constituido por un mínimo de dos módulos que funcionen en paralelo. Esto permite una mayor flexibilidad en la operación cuando alguno de ellos esté fuera de servicio por razones de limpieza y mantenimiento.

Paso directo. Debe existir una tubería de paso directo para el caso de emergencias.

Relación longitud a ancho. Con el fin de aproximarse al flujo de pistón, se recomienda un tanque rectangular con una relación de longitud a ancho (L/B) entre 3/1 y 5/1.

³⁶ Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.p.184.

³⁷ *Ibíd.*, p.12

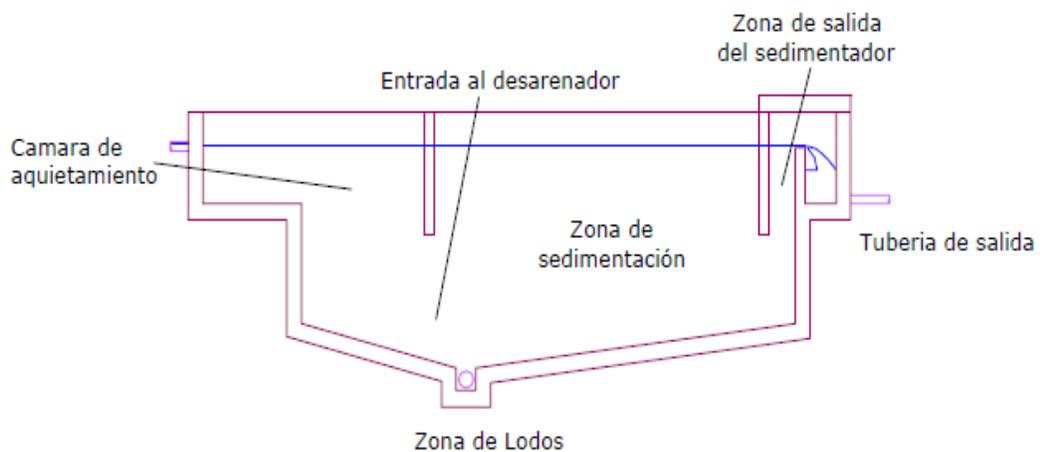
Profundidades mínimas. La profundidad mínima especificada es de 1.50 m y la máxima, de 4.50 m.

Profundidad de almacenamiento de lodos y pendientes de la placa de fondo. La profundidad de lodos típica está comprendida entre 0.75 m y 1.50 m, y llega a un máximo del 100% del valor de la profundidad útil de sedimentación. Las pendientes deben estar comprendidas entre 5 y 8%, con el fin de que los lodos rueden fácilmente hacia la tubería de desagüe y la labor de limpieza sea segura.

Periodo de retención hidráulico. El tiempo que tarda una partícula de agua en entrar y salir del tanque debe fluctuar entre 30 minutos y cuatro horas.

Carga hidráulica superficial. Esta carga, definida como el caudal puesto por unidad de área superficial, debe estar entre 15 y 80 m³/m² *d.

Figura 12. Planta del desarenador



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

El desarenador debe ubicarse lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar una larga conducción de agua no tratada que puede presentar problemas como la obstrucción por material sedimentable. Generalmente esta aducción está comprendida entre 50 y 300 metros.³⁸

Diseño del desarenador. Para efectuar el diseño del desarenador se considerará la teoría de sedimentación desarrollada por *Hazen* y *Stokes*. Su modelo de sedimentación de partículas se resume en la ecuación:

³⁸ *Ibíd.*, p.15

$$V_s = \frac{g}{18} \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} d^2 = K d^2$$

De donde se concluye que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de ésta.

Siendo:

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

g = Aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

ρ_s = Peso específico de la particular, arenas = 2.65

ρ = Peso específico del agua

μ = Viscosidad cinemática del fluido (cm²/s). Ver tabla 15

La remoción de partículas es también función de la profundidad del tanque, ya que si esta disminuye se retendrá la partícula con diámetro d en un tiempo menor, lo que equivale a decir que se retendrá un número mayor de partículas con V_s menor que V_o , que será:

$$V_o = \frac{Q}{A}$$

Siendo:

A = Área superficial del tanque = $B \cdot L$.

Q = Caudal

V_o = Velocidad de sedimentación

Q/A es denominada carga hidráulica (q), que a su vez es igual a V_o .

Por otra parte, la relación V/Q es llamada periodo de retención hidráulico y H/V_o es el tiempo que tarda la partícula crítica en ser removida (t). Para remover esta partícula se debe cumplir que:

$$\frac{V}{\frac{Q}{H}} = 1$$

Tabla 19. Viscosidad cinemática del agua

Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ³ /s)	Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ³ /s)
0	0.01792	18	0.01059
2	0.01763	20	0.01007
4	0.01587	22	0.00960
6	0.01473	24	0.00917

Tabla 19. (Continuación)

8	0.01386	26	0.00876
10	0.01308	28	0.00839
12	0.01237	30	0.00804
14	0.01172	32	0.00772
15	0.01146	34	0.00741
16	0.01112	36	0.00713

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

Si el flujo no se distribuye uniformemente debido a la limitación de las pantallas difusoras, a que las velocidades no son constantes porque existen corrientes térmicas y zonas muertas, a que el viento crea contracorrientes en la superficie y, finalmente, a que existe la resuspensión de partículas que han llegado al fondo.

Se adopta entonces un factor de seguridad en función de:

Porcentaje de remoción de partículas en función con $V_s < V_o$:

$$\% \text{ remoción} = \frac{N^\circ \text{ de partículas con } V_s < V_o}{N^\circ \text{ de partículas con } V_s \geq V_o} * 100$$

Grado del desarenador (n):

La calificación de la eficiencia de las pantallas deflectoras se hace a través del grado n del desarenador.

- $n = 1$: deflectores deficientes o ausencia de ellos
- $n = 2$: deflectores regulares
- $n = 3$: deflectores buenos
- $n = 5$ a 8 : deflectores muy buenos
- $n = > \infty$: caso teórico

La igualdad anterior quedara así:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V}{\frac{H}{V_s}} = \frac{V_s * V}{H * Q} = V_s \frac{A}{Q} = \frac{V_s}{\frac{Q}{A}} = \frac{V_s}{V_o}$$

Siendo:

V_s = Velocidad de sedimentación efectiva

V_o = Velocidad de sedimentación teórica = Q/A

$V_s/V_o = \text{Numero de Hazen}$

El factor θ/t del número de Hazen se determina por medio de la siguiente tabla

Tabla 20. Número de Hazen (V_s/ V_o)

Condiciones	Remoción (%)							
	87.5	80	75	70	65	60	55	50
n = 1	7.00	4.00	3.00	2.30	1.80	1.50	1.30	1.00
n = 3	2.75		1.66					0.76
n = 4	2.37		1.52					0.73
Máximo teórico	0.88		0.75					0.50

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

Para que el desarenador opere adecuadamente, se hacen las siguientes recomendaciones:³⁹

I. $V_h < 20V_s$

II. $9 < V_h/V_o < 15$

III. La velocidad horizontal debe ser menor que la velocidad de arrastre de las partículas, con el propósito de evitar la resuspension del sedimento.

$$V_h < V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} g(\rho_2 - \rho)d}$$

Para el caso de sedimentación de arenas, el valor de k es igual a 0.04, mientras que para sedimentación por la simple acción de la gravedad (no hay coagulación). El valor de f es igual a 0.03.

Retomando las condiciones de la tubería en la entrada se tiene:

$Q = 0.00219 \text{ m}^3/\text{s}$

$V = 2 \text{ m/s}$

$D = 2 \frac{1}{2}'' (0.0635)$

$Q_o = 0.0037 \text{ m}^3/\text{s}$

$V_o = 1.17 \text{ m/s}$

$d = 0.039 \text{ m}$

Condiciones de diseño del desarenador.

Remoción de partículas hasta de 0.05 mm

Porcentaje de remoción = 75

Temperatura = 22°C

Viscosidad cinemática = 0.00960 cm²/s

Grado del desarenador = n = 1 (sin deflector)

³⁹ *Ibíd.*, p.19

Relación longitud-ancho = 3:1

Caudal medio diario = 1.68 L/s

Caudal máximo diario = 2.19 L/s

Cota de la lámina en la tubería la entrada del desarenador = 1629.2 m

Cálculo de los parámetros de sedimentación

Velocidad de sedimentación de la partícula,

$$V_s = \frac{g}{18} \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} d^2 = \frac{981}{18} * \frac{(2.65 - 1.0)}{0.00960} * (0.005)^2 = 0.234 \text{ cm/s}$$

Teniendo una remoción del 75% y $n = 1$ se tiene:

$$\frac{\theta}{t} = 3.0$$

Suponiendo la profundidad útil de sedimentación, H , igual a 1.6 m, el tiempo que tardará la partícula de diámetro 0.05 mm en llegar al fondo será de:

$$t = \frac{H}{V_s} = \frac{160}{0.234} = 683.76 \text{ seg}$$

El periodo de retención hidráulico será:

$$\theta = 3.0 * t = 3.0 * 683.76 = 2051.3 = 0.57 \text{ horas}$$

Este periodo de retención se encuentra del rango permitido (0.5 a 4 horas)

Por consiguiente el volumen del tanque será:

$$V = \theta * Q = 2051.3 * 0.00219 = 4.49 \text{ m}^3$$

El área superficial del tanque es:

$$A_s \frac{V}{H} = \frac{4.49}{1.60} = 2.81 \text{ m}^2$$

Las dimensiones del tanque serán para L: B = 3:1

Calculando el ancho del tanque (B)

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{3}} = \sqrt{\frac{2.81}{3}} = 0.97 \text{ m}$$

Calculando el largo será:

$$L = 3 * B = 2.91 \text{ m}$$

La carga hidráulica superficial para este tanque será:

$$q = \frac{Q}{A_s} = \frac{0.00219}{2.81} = 0.0007794 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{s} = 67.34 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{d}$$

Valor que se encuentra comprendido entre 15 y 80 m³/m²*d.

Como se mencionó anteriormente, la carga hidráulica superficial (q) es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas (V_o), la cual debe corresponder a la de un diámetro menor:

$$V_o = q = 0.0007794 \text{ m/s} = 0.078 \text{ cm/s}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho_s - \rho)}} = \sqrt{\frac{0.078 * 18 * 0.00960}{981 * 1.65}} = 0.00289 = 0.03 \text{ mm}$$

También se mencionó que la relación de tiempos es igual a la relación de velocidades, es decir:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_o} = \frac{0.234}{0.078} = 3.0$$

En resumen, en las condiciones teóricas, se removerán partículas hasta un diámetro igual a 0.03 mm, pero al tener en consideración las condiciones reales (flujo no uniforme, corriente de densidad, cortocircuitos, zonas muertas, velocidad horizontal variable), el diámetro máximo posible de ser removido se aumenta a 0.05 mm.

$$V_h = \frac{Q}{W} = \frac{V_o L}{H}$$

$$V_h = \frac{0.078 * 2.91}{1.6} = 0.1418 \text{ cm/s} = 0.00142 \text{ m/s}$$

La velocidad horizontal es:

$$V_{hmax} = 20 * V_s = 20 * 0.234 = 4.68 \text{ cm/s}$$

Y la velocidad de resuspensión máxima es:

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} g(\rho_s - \rho)d} = \sqrt{\frac{8 * 0.04}{0.03} 981 * 1.65 * 0.005} = 9.29 \text{ cm/s}$$

Cálculo de los elementos del desarenador.

Vertedero de salida.

La altura de la lámina de agua sobre el vertedero (H_v) se obtuvo con ayuda de la ecuación:

$$H_v = \left(\frac{Q}{1.84 * B} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.00219}{1.84 * 0.97} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.012 \text{ m}$$

La velocidad del agua cuando pase por el vertedero se obtuvo con ayuda de la siguiente ecuación:

$$V_v = \frac{Q}{B * H_v} = \frac{0.00219}{0.97 * 0.012} = 0.19 \text{ m/s}$$

La velocidad sobre la cresta del vertedero debe ser, en teoría, mayor de 0.3 m/s para poder aplicar en rigor la ecuación del alcance horizontal de la vena vertiente. Entonces asumimos nuestra velocidad de vertedero de salida como 0.3 m/s.

$$X_s = 0.36(V_v)^{\frac{2}{3}} + 0.60(H_v)^{\frac{4}{7}} = 0.36(0.3)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.012)^{\frac{4}{7}}$$
$$X_s = 0.21 \text{ m}$$

Entonces:

$$L_v = X_s + 0.10 = 0.21 + 0.10 = 0.31 \text{ m}$$

Pantalla de salida

$$\text{Profundidad} = H/2 = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 15 H_v = 0.18 \text{ m}$$

Pantalla de entrada

$$\text{Profundidad} = H/2 = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Distancia de la cámara de quietamiento} = L/4 = 0.73 \text{ m}$$

Almacenamiento de lodos

$$\text{Relación longitud: profundidad de lodos} = 10$$

$$\text{Profundidad máxima} = 2.91/10 = 0.291 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad máxima adoptada} = 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad mínima adoptada} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Distancia punto de salida a la cámara de quietamiento} = L/3 = 0.97 \text{ m}$$

$$\text{Distancia punto de salida al vertedero salida} = 2L/3 = 1.94 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente transversal } (0.3 - 0.15)/2.91 = 5.2 \%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } L/3) = 0.15/0.97 = 15.5 \%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } 2L/3) = 0.15/1.94 = 7.73 \%$$

Cámara de quietamiento

Profundidad = $H/3 = 0.53$ m
 Ancho = $B/3 = 0.32$ m
 Largo (adoptado) = 0.3 m
 Rebose de la cámara de quietamiento:

$$Q_{excesos} = Q_o - Q = 0.0037 - 0.00219 = 0.00151 \text{ m}^3/\text{s}$$

Obtenemos la altura sobre el vertedero de excesos de la cámara de quietamiento:

$$H_e = \left(\frac{Q_{excesos}}{1.84 * L_e} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.00151}{1.84 * 0.3} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.02 \text{ m}$$

Se obtuvo la velocidad de excesos en la cámara de quietamiento, según la siguiente ecuación:

$$V_e = \frac{Q_{excesos}}{H_e L_e} = \frac{0.00151}{0.2 * 0.3} = 0.025 \text{ m/s}$$

Se procede a encontrar el alcance horizontal del chorro por medio de la siguiente ecuación:

$$X_s = 0.36(V_v)^{\frac{2}{3}} + 0.60(H_v)^{\frac{4}{7}} = 0.36(0.02)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.025)^{\frac{4}{7}} = 0.1 \text{ m}$$

$$L_r = X_s + 0.10 = 0.1 + 0.1 = 0.2 \text{ m}$$

Perfil hidráulico

Se debe tener en consideración las pérdidas por ampliación de secciones y por el paso por debajo de las pantallas.

Pérdidas a la entrada de la cámara de quietamiento

$$h_m = k \frac{V^2}{2g}$$

Dónde:

h_m = Pérdidas a la entrada de la cámara

k = Constante por entrada (0.2 por pérdida de velocidad)

v = Velocidad en la entrada de la cámara

g = Aceleración de la gravedad

Cálculos iniciales:

$$V_1 = V = 2 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_{sc} P_c} = \frac{0.00219}{0.32 * 0.5} = 0.014 \text{ m/s}$$

Dónde:

A_{sc} = Área superficial de la cámara de quietamiento (m^2)

P_c = Profundidad cámara de quietamiento (m)

$$h_m = (0.2) \frac{(2)^2 - (0.014)^2}{2(9.81)} = 0.04 \text{ m/s}$$

Perdidas a la entrada de la zona de sedimentación

El valor de la velocidad a la entrada de la sedimentación se obtuvo a partir de la diferencia entre la velocidad a la entrada de la cámara y velocidad horizontal 0.00142 m/s, y las pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación se obtuvieron de la siguiente manera (el valor de la constante es 0.1):

$$h_m = (0.1) \frac{(0.04 - 0.00142)^2}{2(9.81)} = 0.0000759 \text{ m/s} \cong 0.00 \text{ m/s}$$

Perdidas por las pantallas inicial y final:

Éstas se calcularán como las pérdidas de un orificio sumergido de grandes dimensiones.

$$Q = C_d A_o \sqrt{2g}$$

$$A_o = 0.97 * 0.72 = 0.7 \text{ m}^2$$

Despejando las pérdidas:

$$H = \frac{Q^2}{A_o^2 C_d^2 2g}$$

$$H = \left(\frac{Q}{A_o C_d} \right)^2 \left(\frac{1}{2g} \right) = \left(\frac{0.00219}{0.7 * 0.3} \right)^2 \left(\frac{1}{2 * 9.81} \right)$$

$$H = 0.000005543 \cong 0.00 \text{ m}$$

Cálculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado:

Tubería de excesos:

Debido a la longitud de los caudales, se tomó el diámetro mínimo para tal fin, que corresponde a 2½"

Tubería de lavado:

Además del funcionamiento hidráulico se esta tubería, un criterio importante para la selección del diámetro es el tiempo de vaciado del tanque:

Cota de entrega del desagüe de lavado = 1627.17 (valor supuesto)

Cota de la lámina de agua sobre la tubería = cota de la lámina de agua a la entrada – pérdidas = 1628.82 – 0.02 = 1628.8

Longitud de la conducción = 40 m (valor supuesto)
 Altura disponible: 1628.8-1627.17 = 1.7 m

Pérdidas de la aducción en longitud equivalente:

Entrada normal:	2.50 m
Válvula de compuesta:	1.10 m
Codo radio corto:	4.90 m
Te cambio de sección:	10.00 m
Salida:	5.00 m
Tubería:	40.00 m
L.E. total:	63.50 m

Se obtiene la relación entre la altura disponible y las pérdidas de longitud equivalente:

$$J = \frac{H}{L.E.} = \frac{1.7}{63.59} = 0.02677 \text{ m/m}$$

El valor del caudal inicial en el momento del lavado del desarenador se obtiene con la ecuación de Hazen-Williams:

$$Q_{inicial} = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

Dónde:

$Q_{inicial}$ = Caudal inicial en el momento del lavado del desarenador

C = Factor de fricción constante del tipo de tubería. (150 para PVC)

D = Diámetro real de la tubería (0.073 m)

J = Relación entre la altura disponible y las perdidas en longitud equivalente

$$Q_{inicial} = 0.2785(150)(0.073)^{2.63}(0.02677)^{0.54} = 0,0060 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se obtuvo el valor de la velocidad de este caudal inicial por medio de la siguiente ecuación:

$$Q = V * A$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.0060}{\frac{\pi}{4}(0.073)^2} = 1.43 \text{ m/s}$$

Obtenemos el valor de la cabeza de velocidad o altura cinética para estas condiciones:

$$\left(\frac{V^2}{2g}\right)_{inicial} = \left(\frac{1.43^2}{2 * 9.81}\right) = 0.10 \text{ m}$$

Se obtiene el valor del coeficiente de descarga para la tubería de lavado:

$$C_d = \frac{Q}{A_o \sqrt{2gH}}$$

$$C_d = \frac{0.0060}{\frac{\pi(0.073)^2}{4} \sqrt{2(9.81)(1.50 + 1.0)}} = 0.20$$

Se usó la ecuación de descarga de un orificio para obtener el valor del tiempo de vaciado del tanque del desarenador:

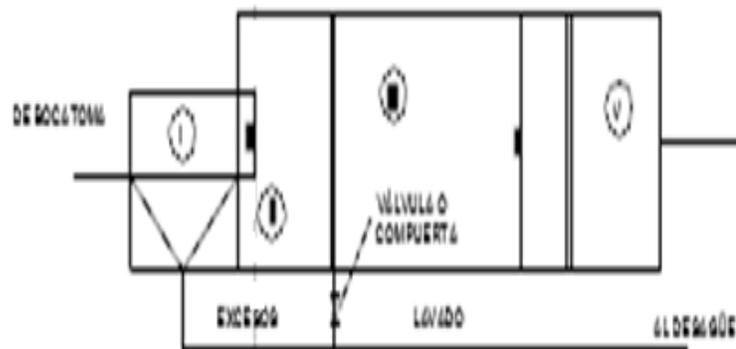
$$Q = \frac{dV}{dt} = C_d A_o \sqrt{2gH}$$

$$\frac{A_s dh}{dt} = C_d A_o \sqrt{2gh^{\frac{1}{2}}}$$

$$dt = \frac{A_s}{C_d A_o \sqrt{2g}} h^{-1/2} \Rightarrow t = \frac{2A_s}{C_d A_o \sqrt{2g}} H^{1/2}$$

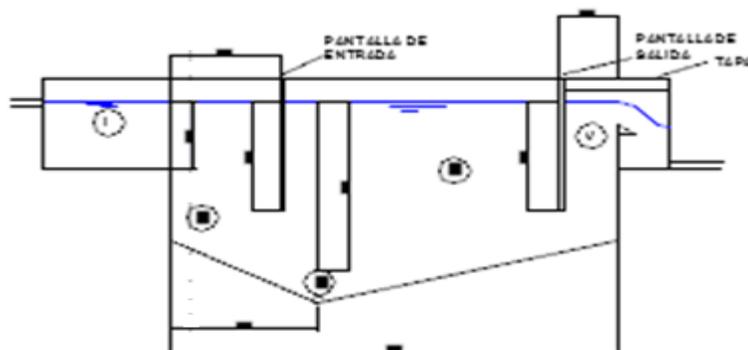
$$t_{\text{vaciado}} = \frac{(2)(2.81)}{0.27 \frac{\pi(0.073)^2}{4} * \sqrt{(2)(9.81)}} * (1.7)^{1/2} = 1464 \text{ seg} = 24.4 \text{ min}$$

Figura 13. Diseño del desarenador (planta)



Fuente: Autores del proyecto

Figura 14. Diseño del desarenador (perfil)



Fuente: Autores del proyecto

Conducción

Especificaciones de diseño de la línea de conducción

Presión de diseño. La presión de diseño del proyecto, debe ser inferior a la presión de servicio de la tubería.

Diseño hidráulico de la tubería. Ecuación de Darcy – Weisbach: pérdida por la fricción en una tubería es:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Dónde:

h_f = Pérdida de energía por fricción

f = Factor de fricción

L = Longitud de la tubería

D = Diámetro de la tubería

V = Velocidad media

El factor de fricción, depende exclusivamente del número de Reynolds, el cual, es función de la viscosidad cinemática, (ν):

$$R_e = \frac{V D}{\nu} = \frac{\rho V D}{\mu}$$

Donde μ es la viscosidad absoluta del agua y ρ la densidad de la misma, dependientes de la temperatura, como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 21. Densidad y viscosidad absoluta del agua

Temperatura (°C)	Densidad, ρ (kg/m ³)	Viscosidad, μ (x 10 ⁻³ Pa*s)
0	999.9	1.792
5	1000.0	1.519
10	999.7	1.308
15	999.1	1.140
20	998.2	1.005
30	995.7	0.801
40	992.2	0.656
50	988.1	0.549

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

A continuación se indican valores de rugosidad absoluta, k_s , para diferentes materiales, características de fabricación y edad de la tubería.

Tabla 22. Rugosidad absoluta, k_s

Material	k_s (mm)
Acero galvanizado	0.15
Concreto	0.3 – 3.0
Concreto con revestimiento bituminoso	0.25
Concreto con la lámina de esfuerzo (CCP)	0.12
Hierro fundido (HF)	0.15
Hierro dúctil (HD)	0.25
Hierro galvanizado (HG)	0.15
Poliéster reforzado con la fibra de vidrio (GRP)	0.03
Polietileno de alta densidad (PE)	0.007
Polivinilo de cloruro (PVC)	0.0015

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

Diseño del canal de Conducción

Cálculo de diámetro. Sabiendo que:

Caudal de diseño = 2.19 L/s

Material de la tubería = PVC, RDE 21, tipo 1, grado 1

Presión de trabajo máxima = 14.06 kg/cm²

Espesor de la pared de la tubería = 3.48 mm

Cota de la salida del desarenador = 1628.32

Cota de entrada a la planta de tratamiento = 1617

Longitud real de la conducción = 70 m

Tabla 23. Relación diámetro-espesor (RDE) para tuberías PVC

RDE	Presión máxima de servicio (kg/cm²)	Serie de diámetros disponibles comercialmente (pulgadas)
21	14.06	2,2½, 3, 4, 6, 8, 10, 12
26	11.25	2,2½, 3, 4, 6, 8, 10, 12
32.5	8.79	3, 4, 6, 8, 10, 12
41	7.03	4, 6, 8, 10, 12

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

Presión de diseño. Presión estática máxima = 1628.8 – 1617 = 11.8 m
 Presión de diseño = 1.3*11.8 = 15.34 m

Cálculo del diámetro. El diseño de la tubería se hace utilizando la ecuación Hazen – Williams:

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

Carga hidráulica disponible = H = 1628.8 – 1617 = 11.8 m

Longitud real de la tubería = L = 70 m

Pérdida de carga unitaria:

$$J = \frac{H}{L} = \frac{11.8}{70} = 0.17 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro de la ecuación de Hazen – Williams:

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 C J^{0.54}} \right)^{1/2.63} = \left(\frac{0.00219}{0.2785 * 150 * (0.17)^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 0.034 \text{ m} = 1.34''$$

$D = 1\frac{1}{2}''$

Para el diámetro nominal de 1½'' (48 mm):

Diámetro externo = 2.29 mm

Espesor de la pared del tubo = 48.3 mm

Diámetro interno real = 48.3 – 2.29*2 = 43.2 mm

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 C D^{2.63}} \right)^{1/0.54} = \left(\frac{0.00219}{0.2785 * 150 * (0.0438)^{2.63}} \right)^{1/0.54} = 0.04895 \text{ m/m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.00219}{\frac{\pi * (0.0438)^2}{4}} = 1.45 \text{ m/s} \Rightarrow \frac{V^2}{2g} = 0.11 \text{ m}$$

Cálculo de pérdidas

Pérdidas por codos. Codo horizontal: 1 codo de $\theta = 90^\circ$

En este caso solo se tiene un solo codo

$$h_f = 0.25 \frac{V^2}{2g} \Sigma \sqrt{\frac{\theta}{90}} = (0.25)(0.11) \left(1 * \sqrt{\frac{90}{90}} \right) = 0.0275 \text{ m}$$

Pérdidas por válvulas de control. Dado las recomendaciones para la colocación de válvulas de control, se instalarán válvulas a la salida del desarenador y otra a la entrada del tanque de almacenamiento⁴⁰

$$h_f = k * n \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

k = Coeficiente de perdida

n = Número de válvulas

$$h_f = 0.2 * (2 * 0.11) = 0.044 \text{ m}$$

Tabla 24. Coeficientes de pérdida de algunos accesorios

Elemento	k
Reducción gradual	0.15
Ampliación gradual	0.30
Compuerta abierta	1.00
Válvula abierta de:	
Mariposa	5.00
Compuerta	0.20
Globo	10.00
Te de paso directo	0.60
Te de paso lateral	1.30
Te salida bilateral	1.80
Válvula de pie	1.75
Válvula de retención	2.50
Entrada normal al tubo	0.50
Entrada de borda	1.00
Salida del tubo	1.00

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

Pérdida por la te. De paso lateral (salida desarenador) = 0.6

$$h_f = k * n \frac{V^2}{2g} = (0.6)(1 * 0.11) = 0.066 \text{ m}$$

Pérdida por entrada normal al tubo

$$k = 0.5$$

⁴⁰ *Ibíd.*, p.18

$$h_f = k \frac{V^2}{2g} = (0.5)(0.11) = 0.055 \text{ m}$$

Pérdida por salida

$$k = 1.0$$

$$h_f = k \frac{V^2}{2g} = (1)(0.11) = 0.11 \text{ m}$$

Pérdidas totales

$$\sum h_m = (0.0275 + 0.044 + 0.066 + 0.055 + 0.11) = 0.3025 \text{ m}$$

Cálculo del golpe de Ariete. El golpe de Ariete al efecto de choque violento o sobrepresión súbita producido sobre las paredes del conducto forzado, al modificarse de manera instantánea el movimiento del fluido, como puede ocurrir en el caso del cierre repentino de una válvula.

El mecanismo es el siguiente:

Inicialmente, la tubería conduce el agua en condiciones normales a una velocidad V , idealizando el fluido como una serie de láminas, y en consecuencia se produce una depresión interna de las láminas y se genera una onda de depresión de magnitud igual a onda de sobrepresión, la cual se propaga aguas abajo.⁴¹

El valor de la celeridad o velocidad de propagación de la onda puede ser calculado mediante la siguiente ecuación:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k * \frac{D}{e}}}$$

Dónde:

C = Celeridad de la onda (m/s)

D = Diámetro del tubo (m)

e = Espesor de la pared del tubo

k = Relación entre el módulo de la elasticidad del agua y material de la tubería (ver tabla 21)

⁴¹ *Ibíd.*, p.18.

Tabla 25. Relación de módulos de elasticidad del agua y del material de la tubería

Material de la tubería	k
Acero	0.5
Hierro fundido	1.0
Concreto	5.0
Asbesto-cemento	4.4
Plástico	18.0

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

La celeridad de onda es:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k * \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + (18) * \frac{43.2}{2.29}}} = 77.30 \text{ m/s}$$

Se debe calcular el tiempo de cierre (T). Si la maniobra es rápida, la válvula quedara completamente cerrada antes de empezar la onda de depresión.⁴²

$$T = \frac{2 * L}{C}$$

Dónde:

C = Celeridad de la onda (m/s)

L = Longitud horizontal donde se ubica la válvula

$$T = \frac{2 * L}{C} = \frac{2 * 70}{77.3} = 1.81 \text{ s}$$

Al ocurrir el cierre instantáneo de la válvula (por falla mecánica), el valor de la sobrepresión se calcula con un tiempo de cierre igual a la fase de la tubería.⁴³

$$h_{agua} = \frac{C V}{g} = \frac{(77.3)(1.45)}{9.81} = 11.43 \text{ m}$$

La presión total no excede la presión de diseño de 15.34 m

El tiempo de maniobra será (t):

⁴² *Ibíd.*, p.18.

⁴³ *Ibíd.*, p.20

$$t = \frac{2 * L * V}{g * H_{agua}} = \frac{(2)(70)(1.45)}{(9.81)(11.43)} = 1.81 \text{ s}$$

Lo anterior indica que la válvula deberá ser cerrada en un tiempo superior a 2 segundos con el fin de evitar que la presión sobrepase la presión de trabajo de la tubería.

Coagulación. Proceso a través del cual los coagulantes son adicionados al agua reduciendo las fuerzas que tienden a mantener separadas las partículas en suspensión, esta comienza en el instante en que se agregan los coagulantes al agua, dura fracciones de segundo.⁴⁴

Fases de la Coagulación. Desde el punto de vista esquemático, se puede considerar que la coagulación se desarrolla en cinco fases consecutivas o simultáneas que explican reacciones físicas y químicas, de la siguiente forma:

Primera fase. Hidrolisis de los coagulantes y desestabilización de las partículas existentes en la suspensión;

Segunda fase. Precipitación y formación de compuestos químicos que se polimerizan:

Tercera fase. Adsorción de las cadenas poliméricas en la superficie de los coloides:

Cuarta fase. Adsorción mutua entre coloides; y

Quinta fase. Acción de barrido.

Cálculo de la cantidad de reactivo por dosificar. La cantidad de reactivo por dosificar se obtiene mediante el ensayo de jarras, este ensayo permite determinar la dosis de coagulantes que produzca la más rápida desestabilización de las partículas coloides en planta y hacer que se forme un floc más pesado y compacto que quede fácilmente retenido en los sedimentadores y no se roma al pasar por el proceso de filtrado.⁴⁵

Cálculo del volumen de reactivo. Este valor será hallado de la siguiente manera:

$$q = \frac{DQ}{PC}$$

Dónde:

D = Dosis que se requiere aplicar en g/m³ = mg/l

P = Pureza del reactivo que se usa en %

C = Concentración g/l

Q = Caudal de la planta o diseño L/s

⁴⁴ SALAZAR, L. (2012). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Módulo didáctico. Medellín: Universidad Nacional Abierta y a Distancia – UNAD.

⁴⁵ *Ibíd.*, p.1.

Sabiendo que se requiere construir un tanque de solución para dosificar sulfato de aluminio, cuya pureza es del 89%, su concentración fue del 15% (150000 mg/l) y la dosificación es de 100 mg/l

$$q = \frac{DQ}{PC} = \frac{(100)(2.19)}{(0.89)(150000)} = 0.0016 \text{ L/s}$$

El volumen del reactivo por día será: $0.0016 * 86400 = 142 \text{ L/día}$; según el RAS título C, para sistemas de potabilización de niveles de complejidad bajo se puede diseñar un tanque que funcione 6 horas. Siendo así, el volumen de la solución es:

$$q = \frac{142}{4} = 35.5 \text{ L/día}$$

Esto indica que el volumen del tanque dosificador es igual al volumen de la solución a dosificar, más un 5% de dicho volumen.⁴⁶

$$V_{\text{tanquedosificador}} = q + (0.05 * q) = 35.5 + 1.775 = 37.3 \text{ L} = 0.0373 \text{ m}^3$$

Las dimensiones del tanque se calculan de la siguiente manera:

Se toma un factor de diseño de $t/h = 1$ para el cual se determina el diámetro del tanque.

$$t = \left(\frac{4 * V_{\text{tanque dosificador}}}{\pi} \right)^{1/3} = \left(\frac{(4)(0.0373)}{\pi} \right)^{1/3} = 0.362 \text{ m}$$

Para mayor facilidad se adopta un tanque de diámetro 0.40 m, esto quiere decir que con el factor de diseño $t/h = 1$, la altura (h) del tanque será de 0.40 m.

Canaleta Parshall. Cumple un doble propósito, servir de medidor de caudal y en la turbulencia que se genera a salida de la misma, servir de punto de aplicación de coagulantes.⁴⁷

La canaleta debe construirse de acuerdo con las dimensiones de la tabla 24, para satisfacer correctamente la ecuación de cálculo. Ésta tiene una pérdida de energía baja y opera con mucha exactitud, requiriendo solo una lectura de lámina de agua (H_a), en flujo libre.

Para que pueda utilizarse con el propósito de mezclador rápido, debe cumplir los siguientes requisitos:

Que no trabaje ahogada, o sea que la reacción H_b/H_a no exceda los siguientes valores:

⁴⁶ *Ibíd.*, p.2

⁴⁷ *Ibíd.*, p.2

Tabla 26. Requerimientos de sumergencia

Ancho de la garganta	Máxima sumergencia (H_b/H_a)
3" a 9"	0.6
1' a 8'	0.7
10' a 50'	0.8

Fuente: Salazar, L. (2012). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Módulo didáctico. Medellín: Universidad Nacional Abierta y a Distancia – UNAD.

Que la relación H_a/W esté entre 0.4 y 0.8

Que el número de Froude esté comprendido entre dos rangos 1.7 a 2.5 o 4.5 a 9.0. Debe evitarse números comprendidos entre 2.5 y 4.5

Diseño de la canaleta Parshall. Para el diseño de la canaleta Marshall se determinaron diferentes límites de caudal en función del ancho de la garganta. La siguiente tabla permite determinar el ancho de la garganta dentro de los rangos de caudales máximos y mínimos.

Tabla 27. Determinación del ancho W de la Parshall en función del caudal

Ancho W	Límites de caudal (L/s)	
	Q Mínimo	Q Máximo
1"	0.28	5.67
2"	0.57	14.15
3"	0.85	28.31
6"	1.42	110.44
9"	2.58	252.00
12"	3.11	455.90
18"	4.24	696.50
24"	11.90	937.30
36"	17.27	1427.20
48"	36.81	1922.70
60"	45.31	2424.00
72"	73.62	2931.00

Fuente: Salazar, L. (2012). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Módulo didáctico. Medellín: Universidad Nacional Abierta y a Distancia – UNAD.

La tabla 28, nos presenta las dimensiones típicas de medidores Parshall, a partir de ancho de garganta (W), calculado en la tabla anterior o 27.

Tabla 28. Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)

W	(cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	61.0	45.7	7.6	22.9
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 1/2'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.2	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Fuente: Salazar, L. (2012). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Módulo didáctico. Medellín: Universidad Nacional Abierta y a Distancia – UNAD

Condiciones hidráulicas de entrada

Calculamos el flujo con la siguiente formula:

$$Q = Kha^n$$

En donde K y n se determinan con la siguiente tabla:

Tabla 29. Valores de K y n

Unidades métricas		
W	K	n
3"	0.176	1.547
6"	0.381	1.580
9"	0.535	1.522
1'	0.690	1.538
1 1/2'	1.054	1.538
2'	1.426	1.550
3'	2.182	1.566
4'	2.935	1.578
5'	3.728	1.587
6'	4.515	1.595
7'	5.306	1.601
8'	6.101	1.606

Fuente: Salazar, L. (2012). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Módulo didáctico. Medellín: Universidad Nacional Abierta y a Distancia – UNAD.

Tienen do en cuenta el caudal de diseño = 2.19 L/s, se procede a determinar el ancho de la garganta el cual es = $W = 3'' = 0.076 \text{ m}$. De acuerdo a las tablas 24 y 25, se tienen los siguientes valores:

Exponente $n = 1.547$

Coefficiente $K = 0.176$

Longitud de paredes sección convergente $A = 0.466 \text{ m}$

Longitud sección convergente $B = 0.457 \text{ m}$

Ancho de la salida $C = 0.178 \text{ m}$

Ancho entrada sección convergente $D = 0.259 \text{ m}$

Profundidad total $E = 0.381 \text{ m}$

Longitud de la garganta $F = 0.152 \text{ m}$

Longitud de la sección divergente $G = 0.305 \text{ m}$

Longitud paredes sección divergente $K = 0.025 \text{ m}$

Diferencia de elevación entre salida y cresta $N = 0.057 \text{ m}$

Determinación de la lámina de agua

$$h_a = \left(\frac{Q}{K}\right)^{1/n} = \left(\frac{0.00219}{0.176}\right)^{1/1.547} = 0.059 \text{ m}$$

Determinando la condición de diseño se tiene:

$$\frac{h_a}{W} = \frac{0.059}{0.076} = 0.78$$

Calculamos el ancho de la canaleta en la sección de medida

$$W_a = \frac{2}{3}(D - W) + W = \frac{2}{3}(0.259 - 0.076) + 0.076 = 0.26 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad en la sección de medida

$$v_a = \frac{Q}{W_a h_a} = \frac{0.00219}{(0.26)(0.059)} = 0.14 \text{ m/s}$$

Cálculo de la energía total disponible

Energía en la sección 1-1

Aplicando la ecuación de Bernoulli:

$$E_1 = \frac{v_a^2}{2g} + h_a + N = \frac{(0.14)^2}{2 * 9.81} + 0.059 + 0.057 = 0.12 \text{ m}$$

Condiciones de la garganta

Cálculo de la velocidad antes del resalto

Sección 2-2

$$E_2 = \frac{v_2^2}{2g} + h_2$$
$$v_2 = \frac{Q}{Wh_2} = \frac{0.00219}{0.076 * h_2}$$

Igualamos, $E_1 = E_2$ (despreciando pérdidas por fricción entre 1 y 2)

Reemplazando:

$$0.12 = \left(\frac{0.00219}{0.076 * h_2} \right)^2 * \frac{1}{2 * 9.81} + h_2$$

Considerando que el valor de h_2 se obtiene una ecuación cubica que deriva en 3 raíces; la raíz tomada para h_2 es la raíz media.

Resolviendo para h_2 :

$$h_2 = 0.02 \text{ m}$$
$$v_2 = \frac{Q}{Wh_2} = \frac{0.00219}{0.076 * 0.02} = 1.44 \text{ m/s}$$

Determinación de la lámina de agua en el resalto

Cálculo de h_b .

$$h_b = h_2 - N = 0.02 - 0.057 = -0.037 \text{ m}$$

Chequeo grado de sumergencia S . para verificar condiciones de aforador.

$$S = \frac{h_b}{h_a} = \frac{-0.037}{0.059} = -0.63 < 0.60 \Rightarrow \text{cumple}$$

El criterio principal para el diseño de la canaleta Parshall radica en que se cumpla con los parámetros de sumergencia (h_b/h_a), en este caso la canaleta trabaja con descarga libre, por lo tanto sirve como aforador.

Cálculo número de Froude.

Sección 3-3

Aplicando la ecuación del resalto hidráulico:

$$\frac{h_3}{h_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_2^2} - 1 \right)$$

$$F_2^2 = \frac{v_2^2}{h_2 g}$$

$$F_2 = \sqrt{\frac{v_2^2}{h_2 g}}$$

$$F_2 = \sqrt{\frac{(1.44)^2}{(0.02)(9.81)}} = 3.25, \text{ cumple}$$

Cálculo de la lámina de agua al final del trecho divergente

$$h_3 = \frac{h_2}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_2^2} - 1 \right)$$

$$h_3 = \frac{0.02}{2} \left(\sqrt{1 + 8(3.25)^2} - 1 \right) = 0.08 \text{ m}$$

Cálculo de la lámina de agua al final de la canaleta

Sección 4-4

$$h_4 = h_3 - (N - K)$$

Por formarse el resalto muy cerca de la salida de la garganta, se puede considerar que en la sección 3 la cabeza de posición es cero.

$$h_4 = 0.08 - (0.057 - 0.025) = 0.048 \text{ m}$$

Cálculo del tiempo medio de mezcla

El tiempo de mezcla se obtiene con la siguiente ecuación:

$$t_d = \frac{G}{v_m}$$

El valor de G corresponde al valor de la tabla 24

Cálculo de la velocidad media

$$v_m = \frac{v_3 + v_4}{2}$$

$$v_3 = \frac{Q}{Wh_3} = \frac{0.00219}{(0.076)(0.08)} = 0.36 \text{ m/s}$$

$$v_4 = \frac{Q}{Wh_4} = \frac{0.00219}{(0.076)(0.048)} = 0.60 \text{ m/s}$$

$$v_m = \frac{0.36 + 0.60}{2} = 0.48 \text{ m/s}$$

$$t_d = \frac{G}{v_m} = \frac{0.381}{0.48} = 0.79 \text{ s}$$

Cálculo del gradiente de velocidad, G.

El gradiente se calcula mediante la fórmula:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \Delta h}{\mu t_d}}$$

Donde:

γ = Peso específico del agua en 9.8 N/m^2

μ = Viscosidad cinemática en 0.001005

Cálculo de la pérdida de carga Δh , aplicando el principio de energía de Bernoulli

$$E_1 = E_4 + \Delta h$$

Remplazando

$$\frac{v_a^2}{2g} + h_a + N = \frac{v_4^2}{2g} + h_4 + (N - K) + \Delta h$$

$$\Delta h = \frac{v_a^2}{2g} + h_a + N - \frac{v_4^2}{2g} - h_4 - (N - K)$$

$$\Delta h = \frac{(0.14)^2}{(2)(9.81)} + (0.059) + (0.057) - \frac{(0.60)^2}{(2)(9.81)} - (0.048) - (0.057 - 0.025)$$

$$\Delta h = 0.0187 \text{ m}$$

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \Delta h}{\mu t_d}} = \sqrt{\frac{(9800)(0.0187)}{(0.001005)(0.79)}} = 480.4 \text{ s}^{-1}$$

Según la recomendación del RAS título C, el rango de gradientes debe estar comprendido en un intervalo entre 500 y 2000 s^{-1} , por tanto el valor obtenido cumple con lo exigido en la normatividad

Cálculo de la distancia de la elevación de la cresta por encima del fondo del canal X.

$$X = h_5 - h_4$$

Dónde:

$h_5 = 0.50 \text{ m}$ (se fija con la estructura aguas abajo)

$$X = 0.50 - 0.048 = 0.452 \text{ m}$$

Se recomienda para X un factor de seguridad del 10% por lo tanto:

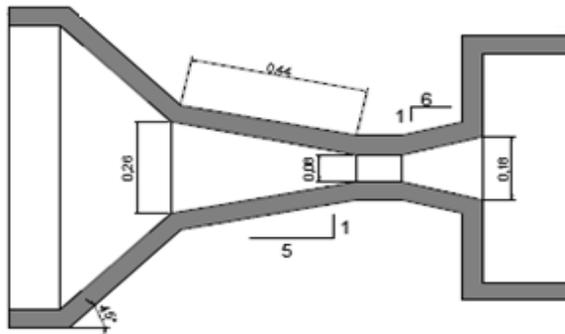
$$X = 0.452 + (10\% * 0.452) = 0.4972 \text{ m}$$

Longitud de desarrollo del resalto, L.

$$L = 6(h_3 - h_2)$$

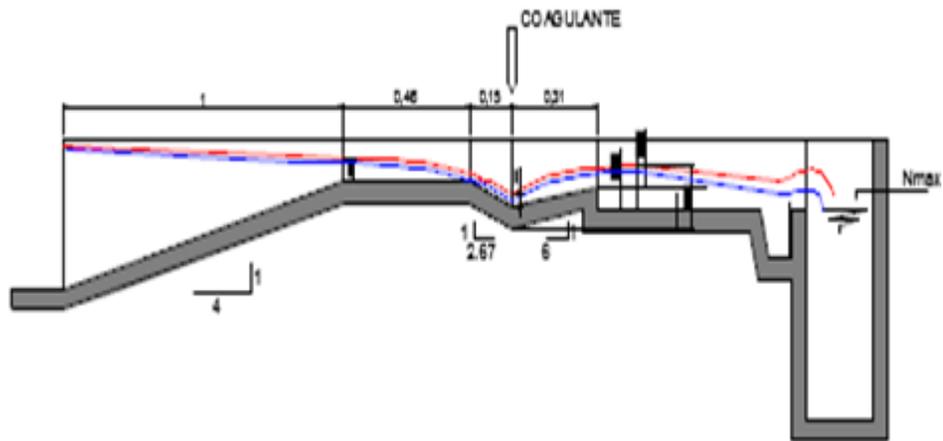
$$L = 6(0.08 - 0.02) = 0.36 \text{ m}$$

Figura 15. Diseño de canaleta Parshall (planta)



Fuente: Autores del proyecto

Figura 16. Diseño de canaleta Parshall (perfil)



Fuente: Autores del proyecto

Floculación. Se define como una lenta agitación en el agua para permitir el crecimiento de floc. Este crecimiento es inducido por el contacto de partículas de diámetro mayor de una

micra (1μ), el contacto de la masa se crea por el gradiente de velocidad de la masa líquida.⁴⁸

Parámetros de diseño⁴⁹. Tiempo de detención y gradiente de velocidad

El gradiente de velocidad (G) debe estar comprendido entre 20 s^{-1} y 70 s^{-1} y el tiempo de detención (t_d) entre 20 y 20 minutos, estos deben determinarse en base a las pérdidas de carga y a la longitud de trayectoria del flujo

Velocidad del agua

Debe diseñarse de manera que la velocidad del agua a través del tanque esté entre 0.2 m/s y 0.6 m/s

Diseño del floculador. Cámara de floculación

Trayectoria del agua/longitud

$$T = v * t_r$$

Dónde:

T = Trayectoria del agua m

t_r = Tiempo de retención 1200 s (tomado de la prueba de jarras)

v = velocidad del agua en la cámara de floculación en 0.2 m/s

$$T = v * t_r = (0.2)(1200) = 240 \text{ m}$$

Volumen de la cámara de floculación:

$$V = Q * t_r = 2.628 \text{ m}^3$$

Área del recorrido del agua

$$A = \frac{V}{T} = \frac{2.628}{240} = 0.0101 \text{ m}^2$$

Profundidad de la cámara:

$$P_{camara} = h + \text{borde libre}$$

Donde

h = nivel de agua en el canal de entrada

⁴⁸ Ibid., p.45

⁴⁹ REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección II, TÍTULO C, SISTEMAS DE POTABILIZACIÓN. República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C; Noviembre de 2000.

Se halla reemplazando en la siguiente ecuación.

$$h = \left(\frac{QS}{n^{1/2}} \right)^{3/8} = \left(\frac{(0.00219)(0.013)}{(0.001)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.072 \text{ m}$$

Dónde

:

$S =$ Pendiente de la cámara = 0.1 % (asumida)

$n =$ Coeficiente rugosidad de Manning de 0.013 (tomado para el concreto)

Por seguridad se asume un nivel de agua de 0.45 m y un borde libre de 0.15 m⁵⁰, teniendo:

$$P_{camara} = (0.15) + (0.45) = 0.60 \text{ m}$$

Determinación de la separación entre baffles/tabiques:

$$a = \frac{A}{h} = \frac{0.0101}{0.45} = 0.022 \text{ m}$$

Espacio libre entre tabique y pared

Por lo general la distancia desde el extremo del tabique y el muro es de 1.5⁵¹

$$e = a * 1.5 = 0.034 \text{ m}$$

Ancho útil de la cámara

Este es el mismo del compartimiento de sedimentación = 2.42

Determinación de la longitud efectiva de cada canal

$L =$ ancho de la cámara – espacio libre entre tabiques

$$L = 2.42 - 0.034 = 2.386 \text{ m}$$

Número de canales

El número de canales será:

$$N = \frac{T}{L} = \frac{240}{2.3947} = 100$$

⁵⁰ Salazar, L. (2012). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Módulo didáctico. Medellín: Universidad Nacional Abierta y a Distancia – UNAD.

⁵¹ *Ibíd.*, p.12

Se diseñarán 100 canales y 99 tabiques

Longitud total del tanque

La longitud del tanque, teniendo en cuenta el ancho de las placas 6 mm (0.006 m, valor asumido)

$$LT = N * e_p + (\#de\ tabiques) * (separación\ entre\ baffles/tabiques)$$

$$LT = (100)(0.006) + (99)(0.022) = 2.778\ m$$

Radio hidráulico

El radio hidráulico será:

$$R = \frac{A}{(2 * h + a)} = \frac{0.0101}{(2 * 0.45 + 0,022)} = 0.51\ m$$

Cálculo de las pérdidas

Las pérdidas por fricción se obtienen aplicando la fórmula de Manning, para el cual se asume un coeficiente de rugosidad $n = 0.013$, que corresponde al cemento

$$h_2 = SL = \left(\frac{v n}{R^{2/3}} \right)^2 T$$

$$h_2 = \left(\frac{0.2 * 0.013}{(0.51)^{2/3}} \right)^2 * 240 = 0.004\ m$$

Las pérdidas localizadas serán:

$$h_1 = k * N \frac{V^2}{2g}$$

Dónde:

$$k = \text{Constante empírica (2 a 4, comúnmente 3.0)} = 3$$

$$N = \text{Número de tabiques} = 99$$

$$V = \text{Velocidad promedio de flujo} = 0.2\ m/s$$

$$h_1 = 3 * 99 \frac{(0.2)^2}{2 * 9.81} = 0.61\ m$$

La pérdida de energía total será:

$$h_T = 0.96 + 0.61 = 0.614\ m$$

Gradiente de velocidad. El gradiente de velocidad se calcula mediante la fórmula:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma h_T}{\mu t_r}} = \sqrt{\frac{(998.97)(0.614)}{(0.001005)(1200)}} = 22.55 \text{ s}^{-1}$$

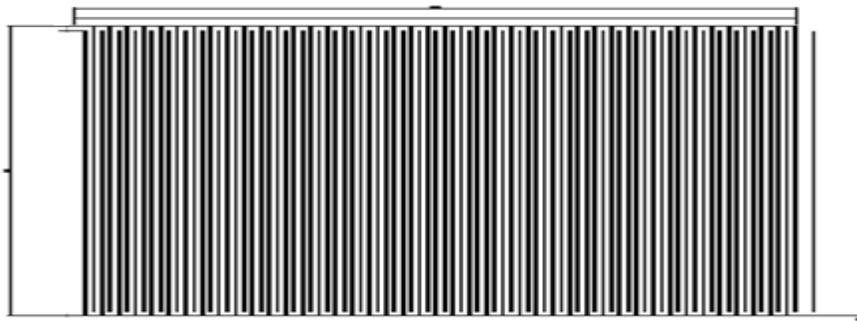
La RAS 2000 título C, recomienda que el gradiente de velocidad se encuentre entre 20 – 70 s^{-1} , por lo tanto se cumple con las especificaciones.

Figura 17. Diseño del Floculador (perfil)



Fuente: Autores del proyecto

Figura 18. Diseño del Floculador (planta)



Fuente: Autores del proyecto

Sedimentación. La sedimentación es un fenómeno netamente físico y constituye en un proceso complementario en la clarificación de agua. Está relacionada exclusivamente con las propiedades de caída de las partículas en el agua.

Diseño del sedimentador. Se proyecta un sistema de sedimentación de alta tasa, constituido por placas planas de asbesto – cemento de 8 mm de espesor, el ancho será de 1.20 m y 2.42 m de longitud, estas tendrán una inclinación de 60° con respecto a la

horizontal y con espacio entre placas de 5 cm en sentido normal, mediante separadores del mismo material.⁵²

Área total zona de placas.

$$A_t = \frac{Q_m}{C_s} * \left(1 + \frac{e}{E}\right)$$

Dónde:

A_t = Área total zona de placas

C_s = Carga superficial neta = $120 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ (tomado del RAS 2000 título C)

e = Espesor de las placas = 0.008 m

E = Espacio entre placas = 0.05

Q_m = Caudal de módulo de sedimentación = $0.00219 \text{ m/s} = 189.217 \text{ m}^3/\text{día}$

$$A_t = \frac{(189.217)}{(120)} + \left(1 + \frac{0.008}{0.05}\right) = 2.74 \text{ m}^2$$

Longitud útil zona de placas:

$$L_p = \frac{A_t}{L} = \frac{(2.74)}{(2.42)} = 1.13 \text{ m}$$

Numero de espacios entre placas:

$$N = \left(\frac{L_p * Z}{e + E}\right)$$

Dónde:

Z = espacio vertical ocupado por la placa = $1.20 * \text{sen } 60^\circ = 1.04$

Reemplazando tenemos:

$$N = \left(\frac{(1.13) * (1.04)}{(0.008) + (0.05)}\right) = 20.26 \text{ m}$$

Longitud ajustada por el sedimentador:

⁵² REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección II, TÍTULO C, SISTEMAS DE POTABILIZACIÓN. República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C; Noviembre de 2000.

$$L_s = \frac{N * (e + E)}{Z} = \frac{(20.26)(0.008 + 0.05)}{(1.04)} = 1.13 \text{ m}$$

Longitud total del sedimentador.

La longitud total del sedimentador será: longitud ajustada + espacio de entrada para realizar limpieza + un espacio para garantizar flujo laminar. Ambos valores fueron adoptados del RAS 2000 y corresponden a 0.8 m. *Siendo la longitud total del sedimentador = 1.13 + 0.8 + 0.8 = 2.73 m*

Profundidad total de sedimentador

Borde libre = 0.3 m

Altura de agua sobre las placas = 0.2 m

Espacio vertical ocupado por las placas = 1.04 m

Espacio libre por debajo de placas hasta corona de tolvas de lodos = 1.5 m

Altura adicional para tolvas de lodos = 1 m

La profundidad total del sedimentador es de 4.04 m. Ésta cumple con lo recomendado en el RAS 2000 título C, el cual, debe estar entre 4 m y 5.5 m.

Sistema de admisión de agua floculada. Consistirá en dos pantallas iguales provistas de orificios de distribución a cada sedimentador. El ancho de cada pantalla es igual al ancho del sedimentador (2.42 m).

El alto de la pantalla se asume que es igual a la suma de: borde libre del sedimentador (0.3 m); más la altura de la lámina de agua sobre las placas de sedimentación (0.2 m); más el espacio vertical ocupado por las placas (Z), más una parte del espacio libre por debajo de las placas (1.35 m), de esta manera el alto es:

$$h_{pantalla} = b_{sedimentador} + h_{aguaplacasedimentación} + Z + e_{placas}$$

$$h_{pantalla} = (0.3) + (0.2) + (1.0) + (1.35) = 2.85 \text{ m}$$

Dónde:

b_{sedimentador} = Borde libre del sedimentador 0.3 m

h_{aguaplacasedimentación} = Altura de la lamina de agua sobre las placas 0.2 m

Z = Espacio vertical ocupado por las placas = 1.04 m

e_{placas} = Una parte del espacio libre por debajo de las placas = 1.35 m

Se adopta la forma en la que son distribuidos los orificios en la superficie de la pantalla; es decir el número de filas, el número de columnas, la separación entre estos, el diámetro de estos datos se tiene el número de orificios, el caudal que pasa por cada uno, y el gradiente de velocidad. El gradiente es el parámetro de diseño; el cual debe ser menor o igual a l gradiente de floculación para garantizar una velocidad longitudinal uniforme.⁵³

⁵³ *Ibíd.*, p.8.

Ancho de la pantalla	2.42 m
Altura de la pantalla	2.85 m
Número de filas	5
Número de columnas	5
Separación entre orificios	0.5 m
Diámetro de orificios	0.0254 m
Margen superior	0.6 m
Margen inferior	0.4 m
Margen lateral	0.6 m
Ancho útil	$2.42 - (2 * 0.6) = 1.22$ m
Altura útil	$2.85 - (0.6) - (0.4) = 1.85$ m
Área útil de la pantalla	2.345 m
Número de orificios	$5 * 5 = 25$
Caudal de orificios	$0.00219 / 25 = 0.0000876$ m ³ /s
Velocidad por orificio	Caudal por orificio/área de orificio = 0.173 m/s

Gradiente de velocidad:

$$G = \left(\frac{d_o}{E_o} * \sqrt{\frac{\pi * v_o^3}{8 * \mu * R_H}} \right)$$

Dónde:

R_H = Radio hidráulico

d_o = Diámetro de orificio

v_o = Velocidad de agua en el orificio

E_o = Espacio entre orificios

$$G = \left(\frac{0.0254}{0.05} * \sqrt{\frac{\pi * (0.173)^3}{8 * (0.001005) * (0.00016129)}} \right) = 56.895 \text{ s}^{-1}$$

Cumple con las condiciones de diseño.

Salida del agua del desarenador. Se proyecta un vertedero de salida, asumiendo las siguientes medidas:

$$H = 0.047 \text{ m}$$

$$L = 0.40 \text{ m}$$

Salida de recolección y descarga de lodos. El volumen de lodos a evacuar por día se determinó de la siguiente forma:

$$V_L = V_{LC} + V_{LI}$$

Dónde:

$V_L =$ Volumen de lodos

$V_{LI} =$ Volumen de lodo líquido

$V_{LC} =$ Volumen de lodo concentrado

El volumen de lodo líquido es de 3% a 5% del caudal producido diariamente en la planta, y el volumen de lodo concentrado es de 3% a 8% del volumen líquido.⁵⁴

Siendo así, se tomó un valor promedio de lodo líquido, teniendo en cuenta las recomendaciones:

$$V_{LI} = (Q_m * 4\%) = 7.56864 \text{ m}^3/\text{día}$$

Para determinar el volumen de lodo concentrado se realizó la siguiente ecuación:

$$V_{LC} = (V_{LI} * 8\%) = 0.6054912 \text{ m}^3/\text{día}$$

El volumen de lodos a evacuar por día será:

$$V_L = V_{LC} + V_{LI} = (0.6054912) + (7.56864) = 8.174 \text{ m}^3/\text{día}$$

El número de evacuaciones diarias de lodo será:

$$N = V_L * \left(\frac{0.03 \text{ m}^3/\text{s}}{60 \text{ s}} \right)$$

Dónde:

$\left(\frac{0.03 \text{ m}^3/\text{s}}{60 \text{ s}} \right)$, es la cantidad de lodo que evacuan sifones de 6" ⁵⁵

$$N = (8.174) * \left(\frac{0.03 \text{ m}^3/\text{s}}{60 \text{ s}} \right) = 4$$

El número de evacuaciones diarias será: 4

Las especificaciones del sifón se determinaron de acuerdo a las condiciones de funcionamiento óptimo de sifones.⁵⁶

⁵⁴ Salazar, L. (2012). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Módulo didáctico. Medellín: Universidad Nacional Abierta y a Distancia – UNAD.

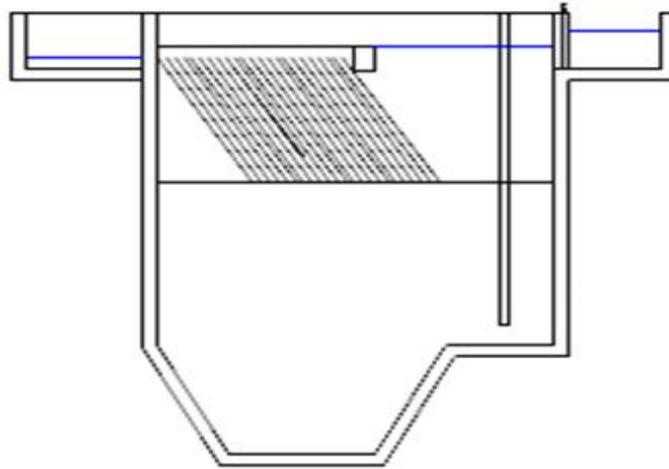
⁵⁵ *Ibíd.*, p.10.

⁵⁶ *Ibíd.*, p.12.

Las condiciones de sifón son:

Área de orificio: 13.6 mm²
Caudal de succión: 0.54 L/s
Caudal del sifón: 30 L/s

Figura 19. Perfil del sedimentador



Fuente: Autores del proyecto

Filtración. Para el diseño de este sistema se siguieron los parámetros establecidos en capítulo C.7. del RAS 2000.

Parámetros de diseño

Tasa de filtración. Debe ser escogida teniendo en cuenta las características del lecho filtrante, las condiciones de operación de la planta y la calidad del agua que se desea producir.

Número de filtros. El número de unidades depende del tamaño que se quiera dar a cada una y de la tasa de filtración. Para calcular el número de filtros, se da por la fórmula de Morrill y Wallace.

$$N = 0.044\sqrt{Q}$$

Dónde:

N = Número de filtros

Q = Caudal total de filtración

Forma y dimensiones de los filtros. La geometría de los filtros se acomoda al esquema general de la planta. Tratando de aprovechar los muros de otras unidades, con lo que se logra máxima economía de la estructura.

El largo y el ancho del área superficial pueden definirse utilizando las siguientes relaciones

$$\frac{B}{L} = \frac{N + 1}{2N}$$
$$1 \leq \frac{L}{B} \leq 3$$

Dónde:

N = Número de filtros

B = Ancho del filtro

L = Largo del filtro

El área superficial total de filtros se determina mediante la siguiente fórmula:

$$A_T = \frac{Q}{q}$$

Dónde:

A_t = Área total de filtración (m²)

Q = Caudal de la planta (m³/día)

*q = Velocidad de filtración media (m³/m²*día)*

Una vez hallada el área total de filtración y definido el número de unidades se puede encontrar el área superficial de cada filtro.

Profundidad de las unidades. Está determinada por la altura de la estructura de drenaje, el espesor de la grava de soporte y del lecho filtrante, el nivel máximo de la altura del agua dentro del filtro y el borde libre. Por lo general la altura total de un filtro autolavante está comprendida entre 4.0 y 4.5 m.

Altura del agua sobre el lecho. Puede ser variable o constante, según el tipo de control que se use pero no puede ser inferior a 0.5 m. el lecho filtrante en ningún momento debe trabajar seco.

Pérdida de carga. Debe diseñarse para que mínimo pueda disponer de 2 m de pérdida de carga durante la carrera de filtración. La sumatoria de los descensos de nivel en un filtro de tasa variable declinante durante la carrera debe ser por lo menos igual a 2.0 m.

Hidráulica de la filtración. Se presentan dos tipos de pérdidas de carga: una pérdida de carga inicial y una pérdida de carga acumulada debida a su colmatación. La pérdida de carga inicial se presenta adicionalmente en la grava de soporte, en la estructura de drenaje y en las estructuras, pasos, compuertas. etc. Que conduce el agua filtrada.

Algunos valores de pérdida de carga se observan en la siguiente tabla:

Tabla 30. Criterios generales de diseño de filtros

PARÁMETRO	VALOR
CRITERIOS GENERALES	
Carga superficial tasa de filtración (Cs) $m^3/m^2 \cdot día$	120 - 360
Velocidad óptima de lavado	0.8 - 1.2 m/min 13 - 20 mm/s
Tiempo de lavado T1	5 - 15 min
PARA FILTROS LENTOS EN ARENA:	
Tasa de filtración	2 - 12 2.4 - 7.2 m/d (RAS 2000)
Duración de la carrera	20 - 60 d
Profundidad del medio	0.6 - 1 m 0.8 - 1 m (RAS 2000)
Profundidad de la grava	0.3 m
Perdida de la carga	< 1.2 m < 1 m (RAS 2000)
CRITERIOS PARA FILTROS RÁPIDOS	
Tasa de filtración	120 - 480 m/d (RAS 2000)
Duración de la carrera	12 - 36 h 0.6 - 0.75 m
Profundidad del medio	0.4 - 0.6 m de antracita y 0.15 - 0.3 de arena
Profundidad de la grava	0.3 - 0.45 m
Perdida de la carga	2.4 - 3 m > 2.0 m (RAS 2000)
Porcentaje de agua de lavado	2 - 6%
Separación entre canaletas	1.5 - 2.1 m

Fuente: Salazar, L. (2012). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Módulo didáctico. Medellín: Universidad Nacional Abierta y a Distancia – UNAD.

Diseño del sistema de filtración. Se diseñará un sistema de filtración rápida con una tasa normal de $120 m^3/m^2 \cdot día$. El lavado ascensional de debe hacerse a una tasa de 0.7 cm/s durante 8 minutos después de una carrera de filtración de 6 h.

Se determinó:

Número de filtros

$$N = 0.044\sqrt{Q} = 0.044\sqrt{189.216} = 0.6 = 1 \text{ filtro}$$

Área del filtro

$$A = \frac{Q_u}{C_s}$$

Donde Q_u corresponde a las dimensiones de un filtro, éste se halla de la siguiente manera

$$Q_u = \frac{Q}{N} = \frac{189.216}{1} = 189.216 \text{ m}^3/\text{día} = 2.19 \text{ L/s}$$

Entonces, el área del filtro será:

$$A = \frac{Q_u}{C_s} = \frac{189.216}{120} = 1.58 \text{ m}^2$$

Dimensión del filtro

Asumimos una relación $L/B = 3$

$$B = \sqrt{\frac{A}{3}} = \sqrt{\frac{1.58}{3}} = 0.73 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$L = B * 3 = 1 * 3 = 3 \text{ m}$$

Dimensiones de los lechos filtrantes

Teniendo en cuenta la tabla 27, determinamos que el medio filtrante estará compuesto por una capa de 0.40 m de antracita, 0.15 m de arena y 0.30 m de grava.

Tabla 31. Características de los medios filtrantes

Característica	Valor		
	Unidad	Rango	Típico
Lecho poco profundo (estratificado)			
Antracita			
Profundidad	mm	300 – 500	400
Tamaño efectivo	mm	0.8 – 1.5	1.3
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.3 – 1.8	≤ 1.5
Tasa de filtración	L/m ² *min	80 - 240	120
Arena			
Profundidad	mm	300 – 360	330

Tabla 31. (Continuación)

Tamaño efectivo	mm	0.45 – 0.65	0.45
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.2 – 1.6	≤ 1.5
Tasa de filtración	L/m ² *min	80 – 240	120
Convencional (estratificado)			
Antracita			
Profundidad	mm	600 – 900	750
Tamaño efectivo	mm	0.8 – 2.0	1.3
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.3 – 1.8	≤ 1.5
Tasa de filtración	L/m ² *min	80 – 400	160
Arena			
Profundidad	mm	500 – 750	600
Tamaño efectivo	mm	0.4 – 0.8	0.65
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.2 – 1.6	≤ 1.5
Tasa de filtración	L/m ² *min	80 - 240	120
Profundo-cama (no estratificada)			
Antracita			
Profundidad	mm	900 – 2100	1500
Tamaño efectivo	mm	2 – 4	2.7
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.3 – 1.8	≤ 1.5
Tasa de filtración	L/m ² *min	80 – 400	200
Arena			
Profundidad	mm	900 – 1800	1200
Tamaño efectivo	mm	2 – 3	2.5
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.2 – 1.6	≤ 1.5
Tasa de filtración	L/m ² *min	80 – 400	200
Filtro Borroso			
Profundidad	mm	600 – 1080	800
Tamaño efectivo	mm	25 – 30	28
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.1 – 1.2	1.1
Tasa de filtración	L/m ² *min	600 - 1000	800
Dual-medio			
Antracita ($\rho=1.60$)			
Profundidad	mm	360 – 900	720
Tamaño efectivo	mm	0.8 – 2.0	1.3
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.3 – 1.6	≤ 1.5
Arena ($\rho =2.65$)			
Profundidad	mm	180 – 360	360
Tamaño efectivo	mm	0.4 – 0.8	0.65
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.2 – 1.6	≤ 1.5
Tasa de filtración	L/m ² *min	80 – 400	200
Multimedium			
Antracita (la capa superior de filtro de cuatro medios de comunicación $\rho = 1.60$)			
Profundidad	mm	240 – 600	480
Tamaño efectivo	mm	1.3 – 2.0	1.6
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.3 – 1.6	≤ 1.5

Tabla 31. (Continuación)

Antracita (segunda capa de filtro-media quad, $\rho = 1.60$)			
Profundidad	mm	120 – 480	240
Tamaño efectivo	mm	1.0 – 1.6	1.1
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.5 – 1.8	1.5
Antracita (la capa superior de filtros de tres medios de comunicación $\rho=1.60$)			
Profundidad	mm	240 – 600	480
Tamaño efectivo	mm	1.0 – 2.0	1.4
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.4 – 1.8	≤ 1.5
Arena ($\rho =2.65$)			
Profundidad	mm	240 – 480	300
Tamaño efectivo	mm	0.4 – 0.8	0.5
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.3 – 1.8	≤ 1.5
Garnet ($\rho =4.2$)			
Profundidad	mm	50 – 150	100
Tamaño efectivo	mm	0.2 – 0.6	0.35
Coefficiente de uniformidad	sin unidades	1.5 – 1.8	≤ 1.5
Tasa de filtración	L/m ² *min	80 – 400	200

Fuente: Salazar, L. (2012). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Módulo didáctico. Medellín: Universidad Nacional Abierta y a Distancia – UNAD.

Canaletas de lavado

Se asumen 2 canaletas de lavado siendo $N_C = 2$

Distancia entre canaleta centro a centro = $(L)/(N_C)$

$$= (3)/(2) = 1.5 \text{ m (rango 1.5 – 2.0 m)cumple}$$

Se diseñaran 2 canaletas de 1 m de longitud, separadas entre sí 1.5 m.

Determinación del caudal de lavado

$$Q_l = \frac{V_l}{A}$$

Dónde:

$$V_l = \text{Lavado ascensional} = 0.7 \text{ cm/s} = 0.007 \text{ m/s}$$

$$A = \text{Relación L/B} = (1 \text{ m} * 3 \text{ m})$$

$$Q_l = \frac{0.007}{3} = 0.0023 \text{ m}^3/\text{s} = 0.23 \text{ cm}^3/\text{s}$$

El caudal de una canaleta es:

$$Q_{lc} = \frac{Q_l}{N_c} = \frac{0.0023}{2} = 0.00116 \text{ m}^3/\text{s}$$

Asumiendo un ancho (b) de canaleta de 0.15 m, la profundidad de la lámina de agua será:

$$H_o = \left(\frac{Q_{lc}}{1.84 * b} \right)^{2/3} = \left(\frac{0.00115}{1.84 * 0.15} \right)^{2/3} = 0.26 \text{ m} \approx 0.30 \text{ m}$$

Volumen requerido para el lavado será:

$$V_L = Q_l * T_l$$

Dónde:

$$Q_l = \text{Caudal de lavado} = 0.0023 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_l = \text{Tiempo de lavado} = 8 \text{ minutos} = 480 \text{ segundos}$$

$$V_L = Q_l * T_l = (0.0023)(480) = 1.104 \text{ m}^3$$

El volumen de agua filtrada en 6 horas es:

$$V_f = Q_f * T_f$$

Dónde:

$$Q_f = \text{Caudal del filtro} = 189.216 \text{ m}^3/\text{día}$$

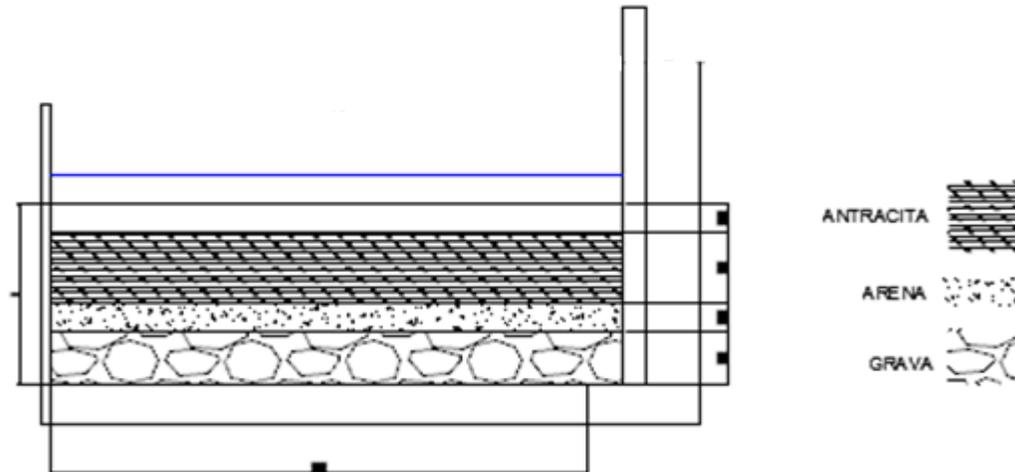
$$T_f = \text{Tiempo de filtración} = 6 \text{ h} = 0.25 \text{ día}$$

$$V_f = Q_f * T_f = (189.216)(0.25) = 47.3 \text{ m}^3$$

El porcentaje de agua filtrada requerida para el lavado es:

$$\% = \frac{V_L}{V_f} * 100 = \frac{1.104}{47.3} * 100 = 2.3 \%$$

Figura 20. Perfil del filtro



Fuente: Autores del proyecto

Cloración. El cloro es el desinfectante más importante que existe, debido a que reúne todas las ventajas requeridas, incluyendo su fácil dosificación. Algunas de sus sales también son usadas, por su poder desinfectante (como lo son el hipoclorito de calcio y el hipoclorito de sodio) en el tratamiento de plantas pequeñas. Piscinas y pozos, pues son más sencillos y económicos.⁵⁷

El RAS título C. p.C.8.2., no recomienda el uso de cloro gaseoso en el nivel bajo de complejidad. Además, da ciertas recomendaciones referentes a la concentración y el punto de aplicación.

Concentración de cloro residual

La concentración de cloro libre residual libre en el sistema de distribución debe estar entre 0.2 mg/l y 1.0 mg/l.

Punto de aplicación

El cloro debe aplicarse en un punto donde provea una mezcla óptima y asegure un máximo tiempo de contacto.

Tiempo de contacto

El período de contacto en la cámara de cloración no será menor de 30 minutos con base el caudal medio diario.

Selección de la dosis desinfectante. La determinación de la dosis de desinfectante con el cual operará la planta de tratamiento y el dimensionamiento de los distintos componentes de la misma debe hacerse por el método concentración – tiempo.

⁵⁷ *Ibíd.*, p.12.

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 $Ct = K$.⁵⁸ los valores de esa constante se encuentran en la tabla 28.

Tomado los valores a que corresponde la constante K , se emplea la ley de Watson que se expresa así:

$$t = \frac{K}{C^n}$$

Dónde:

C = Concentración

K = constante que depende del ph

t = Tiempo de detención desde que se aplica dicha dosis hasta que se consume el agua

n = Constante empírica, Chang, Clarke y Berg, = 0.86

Tabla 32. Valores de $Ct = K$ en mg-min/l para inactivación de quiste Giardia por cloro libre para log 3

Dosis de cloro aplicada mg/l	10 °C				15 °C				20 °C				25 °C			
	PH				PH				PH				PH			
	6.0	6.5	7.0	7.5	6.0	6.5	7.0	7.5	6.0	6.5	7.0	7.5	6.0	6.5	7.0	7.5
< 0.4	24	29	35	42	16	20	23	28	12	15	17	21	8	10	12	14
0.6	25	30	36	43	17	20	24	29	13	15	18	21	8	10	12	14
0.8	26	31	37	44	17	20	24	29	13	15	18	22	9	10	12	15
1	26	31	37	45	18	21	25	30	13	16	19	22	9	10	12	15
1.2	27	32	38	46	18	21	25	31	13	16	19	23	9	11	13	15
1.4	27	33	39	47	18	22	26	31	14	16	19	23	9	11	13	16
1.6	28	33	40	48	19	22	26	32	14	17	20	24	9	11	13	16
1.8	29	34	41	49	19	23	27	33	14	17	20	25	10	11	14	16
2	29	35	41	50	19	23	28	33	15	17	21	25	10	12	14	17
2.2	30	35	43	51	20	23	28	34	15	18	21	26	10	12	14	17
2.4	30	36	43	2	20	24	29	35	15	18	22	26	10	12	14	17
2.6	31	37	44	53	20	24	29	36	15	18	22	27	10	12	15	18
2.8	31	37	45	54	21	25	30	36	16	19	22	27	10	12	15	18
3	32	38	46	55	21	25	30	37	16	19	23	28	11	13	15	18

Fuente: REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección II, TÍTULO C, SISTEMAS DE POTABILIZACIÓN.

⁵⁸ *Ibíd.*, p.13.

Estos valores se tiene en cuenta si durante el 90% de la operación, la remoción es del 95 al 99% de coliformes en los procesos de sedimentación y filtración, la turbiedad del agua debe ser menor de 1.0 UNT.

Para el caso de que la fuente esté altamente contaminada o que en la operación de los procesos de sedimentación y filtración se remueva menos del 90% de los coliformes totales y la turbiedad esté entre 2.0 y 5.0 UNT, se debe utilizar la tabla 29.

Tabla 33. Valores de $Ct = K$ en mg-min/l para inactivación de quiste Giardia por cloro libre
Tabla 33. (Continuación) para log 4

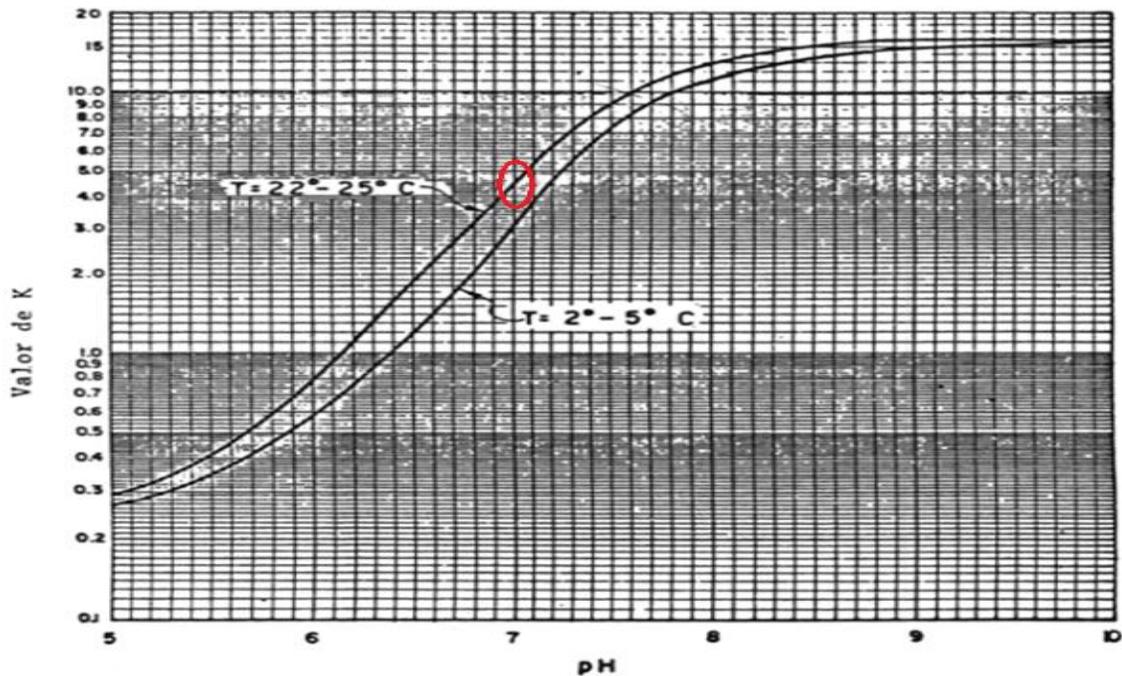
Dosis de cloro aplicada mg/l	10 °C				15 °C				20 °C				25 °C			
	PH				PH				PH				PH			
	6.0	6.5	7.0	7.5	6.0	6.5	7.0	7.5	6.0	6.5	7.0	7.5	6.0	6.5	7.0	7.5
< 0.4	49	59	69	83	33	39	47	55	24	29	35	41	16	19	23	28
0.6	50	60	71	85	33	40	48	57	25	30	36	43	17	20	24	29
0.8	52	61	73	87	35	41	49	59	26	31	37	44	17	21	25	29
1	53	63	75	89	35	42	50	60	26	31	37	45	17	21	25	30
1.2	53	63	76	91	36	43	51	61	27	32	38	46	18	21	25	31
1.4	55	65	77	93	37	43	52	63	27	33	39	47	18	22	26	31
1.6	55	66	79	96	37	44	53	64	28	33	39	48	19	22	27	32
1.8	57	67	81	98	38	45	54	65	29	34	41	49	19	23	27	33
2	58	69	83	100	39	46	55	67	29	35	41	50	19	23	27	33
2.2	59	70	85	102	39	47	57	68	29	35	42	51	20	23	28	34
2.4	60	71	86	105	40	48	57	70	30	36	43	52	20	24	29	35
2.6	61	73	87	107	41	49	59	71	31	37	44	53	21	25	29	35
2.8	62	74	89	109	41	49	59	73	31	37	45	54	21	25	30	36
3	63	75	91	111	42	51	61	74	31	38	45	55	21	25	31	37

Fuente: REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección II, TÍTULO C, SISTEMAS DE POTABILIZACIÓN.

Arboleda Valencia⁵⁹ en su libro presenta una figura donde se puede determinar de manera directa la dosis de cloro. En ella, se muestra como con la variación del pH y la temperatura, se toma el valor de la constante K .

⁵⁹ ARBOLEDA VALENCIA. Jorge. Teoría y Purificación del Agua. Métodos de aplicación de cloro. Ed. Acodal. Colombia, 1992.

Figura 21. Variación de pH y la temperatura de los valores de K para la destrucción de coliformes con cloro libre



Fuente: Arboleda Valencia Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Métodos de aplicación de cloro.

Diseño de la cámara de cloración

$Q =$ Caudal de la planta $0.00219 \text{ m}^3/\text{s}$

Temperatura = $22^{\circ} C$

$PH = 7$

$t = 30$ minutos

Turbiedad = 2 NTU

Determinación de dosis

Identificamos el valor de K en la figura 13 = $4.5 \text{ mg} \cdot \text{min}/\text{l}$, por lo tanto.

$$C = \left(\frac{K}{t}\right)^{1/n} = \left(\frac{4.5}{30}\right)^{1/0.86} = 0.11 \text{ mg/l}$$

Determinamos la cantidad de cloro para sobrepasar el punto de quiebre. Para obtener cloro libre se necesita sobrepasar el punto de quiebre que se encuentra a una relación Cl:N = 8.5:1, el contenido de nitrógeno amoniacal asumido es de 0.2 mg/l .

$$8.5 * 0.2 = 1.7 \text{ mg/l}$$

En consecuencia la dosis que deberá ponerse para obtener 0.11 mg/l de cloro libre deberá ser aproximadamente:

$$1.7 + 0.11 = 1.81 \text{ mg/l}$$

Determinamos la capacidad de los cloradores

$$C = Q * \text{dosis}$$

$$C = (0.00219)(1.18) = 0.003964 \text{ g/s} = 0.342 \text{ kgCl/día}$$

Para el sistema de dosificación es necesario calibrarlo a una dosis de 0.342 KgCl/día.
Volumen del tanque

El volumen del tanque se obtiene mediante la ecuación

$$V = Q * t$$

En donde el tiempo del recorrido se representa en segundos = 30 min = 1800 seg

$$V = (0.00219) * (1800) = 3.942 \text{ m}^3$$

Se adopta un volumen del tanque de 4 m³

Cálculo del área, asumiendo una profundidad H = 1 m, el área será igual al volumen. Se adoptará una estructura rectangular, por lo cual debe satisfacer la condición $1 < L/B > 3$, el valor de esta condición fue asumido como $L/B = 2$, por lo que el valor de B será:

$$B = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{4}{2}} = 1.415 \text{ m} \approx 1.5 \text{ m}$$

Por lo tanto L será igual a

$$L = 2 * B = (2) * (1.5) = 3 \text{ m}$$

Tanque De Distribución. La capacidad del tanque de distribución deberá ser calculada con base en los datos de consumo de la población y su distribución horaria. En este caso la información no se reconoce, siendo así, el RAS título C recomienda que el volumen del tanque sea 1/3 del caudal máximo diario.

$$V_{TD} = \frac{Q_{MD}}{3}$$

Dónde:

$$Q_{MD} = \text{Caudal máximo diario} = 2.19 \text{ L/s} = 189.216 \text{ m}^3/\text{s}$$

$V_{TD} = \text{Volumen del tanque de distribución}$

$$V_{TD} = \frac{189.216}{3} = 63 \text{ m}^3$$

Las dimensiones del tanque de distribución serán:

Profundidad o altura:

$$H = V_{TD} + K$$

K es la constante en función de la capacidad, sus valores se describen en la siguiente tabla

:

Tabla 34: constante de la capacidad del tanque de almacenamiento

V (cientos de m ³)	K
< 3	2.0
4 – 6	1.8
7 – 9	1.5
10 – 13	1.3
14 – 16	1.0
> 17	0.7

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo A. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2da Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá D.C. 2003.

Entonces la profundidad del tanque de distribución será:

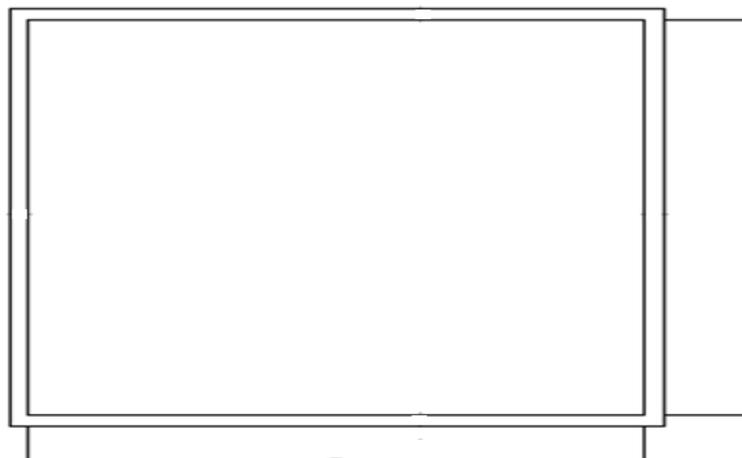
$$H = 0.63 + 2 = 2.63 \text{ m}$$

La longitud será:

$$B = L = \sqrt{\frac{V_{TD}}{H}} = \sqrt{\frac{63}{2.63}} = 4.89 \text{ m}$$

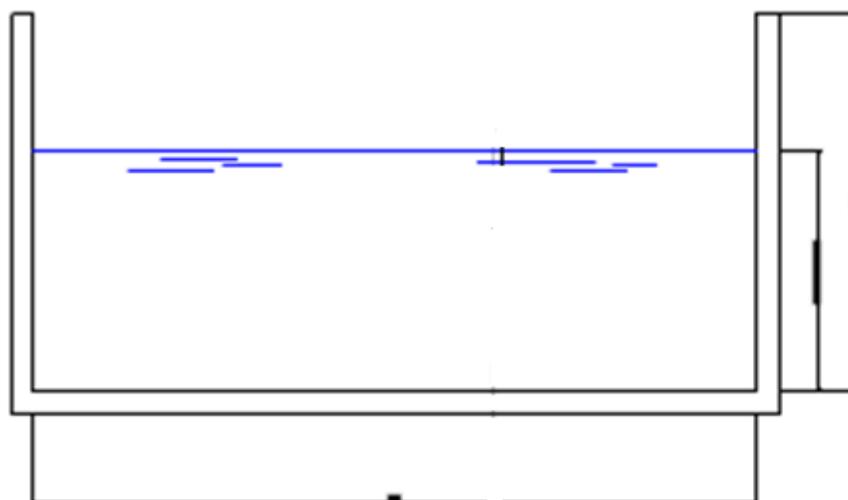
De acuerdo a las características del tanque de distribución, se adoptó la construcción de un tanque cuadrado.

Figura 22. Tanque de distribución (planta)



Fuente: Autores del proyecto

Figura 23. Tanque de distribución (perfil)



Fuente: Autores del proyecto

4.5 CAPACITACIÓN A LA POBLACIÓN DE LA VEREDA SANTA BÁRBARA DE LA PLAYA DE BELÉN EN CUANTO AL AHORRO Y USO EFICIENTE DEL RECURSO HÍDRICO

Para el cumplimiento de este objetivo se contó con la ayuda del presidente de la junta de acción comunal de la vereda Santa Bárbara del municipio de La Playa, quien fue el encargado de reunir a los habitantes de la vereda para darles a conocer lo siguiente: (Ver evidencias Fotográficas)

El interés y la conciencia acerca de los múltiples beneficios económicos, sociales y ambientales derivados del manejo y gestión del agua.

La gestión eficiente del agua debe ser un medio para promover un uso sostenible de dicho recurso y una reducción de los costos totales de gestión.

La gestión de la demanda de agua constituye una alternativa ante el reto que supone garantizar un suministro sostenible y de calidad a largo plazo:

Se les habló que algunas regiones se ven afectadas por problemas de deforestación, uso inadecuado de los suelos, contaminación hídrica, sobreexplotación de acuíferos, entre otros, que ocasionan una disminución de la disponibilidad hídrica por interacción de factores sociales, ambientales y climáticos, asociado a un alto índice de crecimiento poblacional que genera conflictos que han comenzado a sentirse y que tienden a empeorar si no se toman las medidas necesarias.

Las comunidades, no han tenido claro el concepto de proyección hacia el futuro en torno al agua, ni entendido el rol decisivo que juegan la demanda y la disponibilidad de la misma, en términos de cantidad y calidad, a tal punto de comprometer su equilibrio y llegar a agotar este importante recurso el cual poco a poco tiende a desaparecer completamente; ésta es una realidad que se observa en muchos de los municipios colombianos.

Dentro de la realización de este estudio se pudo identificar una serie de programas educativos que se pueden llevar a cabo antes, durante y después de implementado el sistema de potabilización:

Potenciar el recurso humano.

Planificar un uso adecuado del recurso hídrico.

Evitar el deterioro de la fuente abastecedora.

4.5.1 Potenciar el recurso humano. Este programa, permite informar y orientar a la comunidad sobre los factores que afectan la disponibilidad y calidad del agua, para ello, se desarrolló una serie de actividades con la participación activa de Junta Acción Comunal, comunidad residente en la vereda y autores del proyecto.

Es claro, que este programa no sólo se llevó a cabo en esta fase del sistema de potabilización, pues en este capítulo también se hará énfasis en actividades a realizar en la implementación de la planta.

Tabla 35. Actividades a realizar para potenciar el recurso humano

Estrategia	Alcances	Actividades	Responsable
Potenciar el recurso humano	Lograr que la comunidad entienda los riesgos que	Se realizó charlas a la comunidad, en cuanto a	Autores del proyecto

Tabla 35. (Continuación)

genera el consumo de agua no potable.	enfermedades asociadas al consumo de agua no tratada	
Orientar a la población sobre las limitaciones existentes por la carencia de agua.	Se realizó charlas asociadas al déficit agua.	Autores del proyecto
Identificar líderes que lleven el mensaje de conservación en sus actividades diarias	Se realizó talleres en busca de líderes que permitan llevar el mensaje de conservación a sus hogares	Autores del proyecto
Identificar a las personas interesadas en manejar el sistema de potabilización	Informar a la comunidad los requerimientos mínimos para la puesta en marcha de sistema de potabilización.	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación)
Conformar un grupo ecológico	Realizar talleres que involucren los cuidados del medio ambiente	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación)

Fuente: Autores del proyecto. *actividades realizadas en la elaboración de la propuesta. Las actividades realizadas por los autores del proyecto pueden verse en el anexo B.

4.5.2 Planificar un uso adecuado del recurso hídrico. Para dar un buen uso al agua y para que la propuesta sea integra, se elaboró una serie de estrategias que fueron desarrolladas durante la realización del diseño y otras que podrán ser adoptadas durante la implementación del sistema de potabilización.

Tabla 36. Actividades para dar un buen uso al agua de la vereda Santa Bárbara

Estrategia	Alcances	Actividades	Responsable
Planificar un uso adecuado del recurso hídrico.	Lograr que cada vivienda tengan instalaciones sanitarias en buen estado	Realizar visitas e inspecciones de cada vivienda	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio,

Tabla 36. (Continuación)

Buscar que toda la grifería encuentre buen estado	Realizar visitas e inspecciones de cada vivienda	departamento, nación). Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación).
Instalar grifería o válvulas de control ahorradoras de agua	Realizar visita e inspección en cada vivienda	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación).
Se educará a la población para que aprendan a reciclar el agua	Implementar campañas orientadas a que el agua reciclada sea usada otras actividades en el hogar	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación).
Cambiar hábitos de consumo	Se realizó campaña educativa con el uso de publicidad, con procedimientos prácticos que pueden ser aplicados en las actividades diarias de la comunidad	Autores del proyecto
Conocer datos exactos de consumo	Controlar la dotación de cada vivienda	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación).

Fuente: Autores del proyecto.

Las actividades realizadas por los autores del proyecto pueden verse en el anexo E

4.5.3 Evitar el deterioro de la cuenca abastecedora. Esta iniciativa nace de las visitas realizadas en el desarrollo del proyecto, donde se pudo observar en la parte alta de la quebrada La tinta, la siembra de determinados cultivos que conllevan a la utilización indiscriminada de agua para los mismos. Es así, como se propone en esta estrategia el desarrollo de diversas actividades que podrían evitar la extinción de la quebrada

Tabla 37. Actividades propuestas

Estrategia	Alcances	Actividades	Responsable
Evitar el deterioro de la cuenca abastecedora	Lograr un uso racional del agua en los riegos de cultivos en la parte alta de la vereda.	Realizar aforos en las aguas captadas para riego de cultivos de la parte alta de la vereda	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación).
	Conservar la vegetación existente en la parte alta de la cuenca de la quebrada La Tinta	Evitar mediante orientaciones la tala indiscriminada de vegetación de la parte alta de la cuenca	Autores del proyecto, Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación), empresa privada y organizaciones no gubernamentales
	Identificar la vegetación para la recuperación de la cuenca.	Realizar un estudio que permita identificar especies vegetales propias de la zona	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación).
Tabla 37. (Continuación)	Adquirir terrenos en zonas estratégicas	Gestionar ante las entidades competentes recursos económicos para la compra de terrenos	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación).

Fuente: Autores del proyecto.

El agua se constituye un medio esencial para el desarrollo de la vida. De hecho es uno de los cuatro requerimientos biológicos fundamentales, que son: alimentos, agua, aire y espacio vital, válidos para todos los seres vivientes. En el caso del hombre, lo indispensable

del agua no se encierra solo a su presencia, sino que requiere de las cualidades de suficiencia, permanencia y calidad.

En este sentido se debe garantizar el abastecimiento y la buena calidad del agua, racionalizando el consumo y protegiendo la calidad ecológica integral del agua, aplicando políticas y estrategias de gestión de la demanda, promoviendo a largo plazo planes colectivos de ahorro y eficiencia en el uso del agua, y todos aquellos esfuerzos que pueda hacer las administraciones en la mejora de la gestión y del sistema de distribución, incorporando activamente a la sociedad para que los planteamientos en cuanto al ahorro del agua pueden tener éxito.

5. CONCLUSIONES

Con el presente trabajo queda demostrada la posibilidad de desarrollar diseños para la potabilización de agua, donde se conjuguen espacios mínimos con elevadas eficiencias en el tratamiento.

Los diseños realizados han permitido determinar el tamaño y el número de dispositivos requeridos, de acuerdo a la capacidad de tratamiento de la planta.

Las unidades de tratamiento propuestas, son de fácil operación y mantenimiento, aspecto este que garantiza que un miembro de la comunidad, previa capacitación, se pueda convertir en el operador del sistema.

Las eficiencias de las unidades de tratamiento empleadas, son suficientes para tratar aguas superficiales de baja calidad y conferirles aquellas propiedades que han perdido y que se requieren para considerarlas como agua potable.

La estrategia educativa se convierte en un factor fundamental en el desarrollo del proyecto, pues de ella depende el buen funcionamiento y la sostenibilidad del sistema de potabilización

6. RECOMENDACIONES

Se recomienda construir tanques de almacenamiento de agua en cada vivienda, para asegurar el suministro de agua para consumo humano en caso de eventualidades. Debido a los largos periodos de sequías presentes

Se recomienda la elaboración de un plan de ahorro y uso eficiente del agua, al momento de implementar el sistema de potabilización, con el fin de lograr la sostenibilidad del sistema con el tiempo.

Se recomienda realizar ajustes al momento de llevar a cabo el proyecto, pues debido a diferentes factores principalmente naturales, conllevan a modificaciones de datos importantes en la determinación de parámetros de diseño.

Se recomienda en aquellos casos en que el área disponible no permita adoptar la disposición en planta recomendada en el presente trabajo, se ajuste a una nueva, pero sin que ello signifique prescindir de alguna de las unidades obtenidas.

Se recomienda la elaboración de un estudio en todas las microcuencas cercanas a la quebrada La Tinta. El cual, puede estar basado en lo siguiente

Tabla 38. Estudio de microcuencas

Estrategia	Alcances	Actividades	Responsable
Elaborar un estudio en todas las microcuencas cercanas a la quebrada La Tinta	Identificar fuentes hídricas diferentes a la quebrada La Tinta.	Inspeccionar la vereda en busca de otras fuentes hídricas.	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación)
	Escoger la fuente apta según las condiciones del diseño	Realizar un análisis previo en cuanto a disponibilidad de las cuencas encontradas	Junta de Acción Comunal, entidades públicas (municipio, departamento, nación)

Fuente: Autores del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

ALCALDIA MUNICIPAL DE LA PLAYA, NORTE DE SANTANDER.

ALCALDIA MUNICIPAL DE OCAÑA, NORTE DE SANTANDER.

ANTONIO LÓPEZ. Aguas subterráneas. Enciclopedia básica escolar interactiva siglo XXI. Medellín: Amphoras editores y CIA LTDA, 2005.

APRENDER A INVESTIGAR. Módulo 2. LA INVESTIGACIÓN. MARIO TAMAYO Y TAMAYO. INSTITUTO COLOMBIANO PARA EL FOMENTO DE LA INVESTIGACION, MCGRAW-HILL

ARBOLEDA V, Jorge. Teoría y Práctica de la Purificación del Agua. Mc Graw Hill, 2000. XIX-361 p.

ARIAS, Fidias. 2006. El proyecto de investigación, introducción a la metodología científica. Caracas-Venezuela: Episteme

BARRIOS G, Marlon. Desarrollo de un sistema prototipo para potabilización de agua mediante energía solar en comunidades rurales del Magdalena medio 2002.

CATALÁN, Enrique. Tratamiento y depuración de aguas: eficiencia y alcance de estos procesos en la transmisión de las enfermedades hídricas. Madrid: Ediciones Hermann Blume, 1982.

CATALÁN, J. G. Química del agua. Madrid: Editorial Bellisco, 2ª ed., 1990. Obra técnica sobre el agua.

DÍAZ LÁZARO-CARRASCO, José Antonio. Depuración de aguas residuales. Madrid: MOPT, 1991. Obra sobre diferentes métodos de depuración.

DIAZ S. Manuel A. Pequeña planta de tratamiento de agua con filtro de retrolavado automático. Diseño y construcción 1990.

DOMENECH, Xavier. Química ambiental. El impacto ambiental de los residuos. Madrid: Ediciones Miraguano, 1993. Obra divulgativa sobre los residuos en el agua, suelo y atmósfera.

DOMENECH, Xavier. Química de la hidrosfera. Origen y destino de los contaminantes. Madrid: Ediciones Miraguano, 1995. Libro sobre la química del agua y distintos aspectos de su contaminación.

GARCÍA, Rafael y otros (editores). La contaminación del mar: fuentes, toxicidad, degradación y eliminación de contaminantes. Oviedo: Universidad de Oviedo, 1996. Obra de divulgación.

GERMAIN, L. y otros. Tratamiento de aguas. Barcelona: Ediciones Omega, 1982. Obra sobre las características y gestión del agua.

GUERRA C, Sergio. Filtración lenta en arena para una zona marginal de Bucaramanga. Universidad Industrial de Santander 1989.

HERNÁNDEZ MUÑOZ, Aurelio. Depuración de aguas residuales. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 3ª ed., 1994. Tratado sobre aguas residuales.

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS Y CERTIFICACIÓN. Numeración de divisiones y subdivisiones en documentos escritos. 2 ed. Bogotá: ICONTEC, 2008. 4p. (NTC 1076)

LÓPEZ VERA, Fernando. Contaminación de las aguas subterráneas. Madrid: MOPU, 1991. Breve obra divulgativa.

MASON, C. F. Biología de la contaminación del agua dulce. Madrid: Editorial Alhambra, 1984. Obra de carácter divulgativo.

METCALF, Leonard. Tratamiento y depuración de las aguas residuales. Barcelona: Editorial Labor, 2ª ed., 1981. Tratado sobre aguas residuales.

METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION, ROBERTO HERNANDEZ SAMPIERI, Escuela Superior de Comercio y Administración Instituto Politécnico Nacional, MCGRAW-HILL

MISCH, Ann. Riesgos ambientales para la salud. Bilbao: Ediciones Bakeaz, 1994. Toxicología relacionada con el agua.

PESSON, P. (editor). La contaminación de las aguas continentales. Madrid: Ediciones Mundi-Prensa, 1979. Obra de carácter divulgativo.

RIVAS, I. 1995. Técnicas de documentación, investigación I. Caracas- Venezuela: s.n., 1995

SEOANEZ Calvo, Mariano. Aguas residuales urbanas. Madrid: Ediciones Mundi-Prensa, 1995. Obra técnica sobre degradación del agua y depuración.

TEORÍA Y PRÁCTICA DE LA PURIFICACIÓN DEL AGUA. Tercera edición, Mc Graw Hill.

REFERENCIAS DOCUMENTALES ELECTRÓNICAS

BVSDE. Riesgo de enfermedades transmitidas por el agua en zonas rurales Bogotá [en Línea], (s.f) [Citado 18 de Noviembre de 2014]. Disponible en internet en: <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/cd57/riesgo.pdf>

COLOMBIA, ASAMBLEA NACIONAL CONSTITUYENTE. 1991. Constitución Política de Colombia. Bogotá [En línea] 1998. [Citado el: 25 de agosto de 2014.] Disponible en internet en: <http://www.constitucioncolombia.com/titulo-12/capitulo-4>. 356-357.

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Títulos A,B,C, Bogotá [en Línea], (s.f) [Citado 18 de Noviembre de 2014]. Disponible en internet en: <http://www.cra.gov.co/htm/normas/ras.pdf>

RGSYSTEMS. Fundamentos. Bogotá [en Línea], (s.f) [Citado 18 de Noviembre de 2014]. Disponible en internet en: <http://www.rgsystems.org/docs/Fundamentos.pdf>

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA (s.l) [En línea].(s.f) [Citado el 19 de julio de 2015]. Disponible en: <http://www.ufpso.edu.co>

ANEXOS

Anexo A. Formato de encuesta realizada

**UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS Y DEL AMBIENTE
INGENIERÍA AMBIENTAL**

Encuesta dirigida a los habitantes de la vereda Santa Bárbara del municipio de la Playa de Belén Norte de Santander

Objetivo General: Diseñar un sistema de potabilización de agua para la vereda Santa Bárbara del Municipio de la Playa de Belén.

1. NÚMERO DE HABITANTES DE LA VIVIENDA_____

2. CARACTERÍSTICAS DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO:

• MEDIDAS: LARGO_____ ALTO_____ ANCHO_____

3. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL AGUA.

4. ASPECTOS FISICO-SANITARIOS DEL TANQUE.

5. FRECUENCIA CON LA QUE ES LAVADA EL TANQUE.

UNA VEZ POR SEMANA_____ CADA 15 DIAS_____ UNA VEZ AL MES_____

OTRO_____

CUAL_____

6. HIERVES EL AGUA, ANTES DE CONSUMIRLA

Anexo B. Evidencias fotográficas





Anexo C. Antecedente; Análisis Físico – Químico del agua realiado por el I.D.S.

SALUD PUBLICA Código: F-SP-AMA-MCS-1004 # 8891-2
INFORME DE RESULTADOS DE AGUAS MICROBIOLÓGICO Y FÍSICOQUÍMICO Fecha de Aprobación: 18/02/2014
 Fecha de Ejecución: 18/02/2014 Hora: 09:50 a.m. Fecha de Ingreso: 18/02/2014 Hora: 09:50 a.m.
 Fecha Análisis Microbiológico: 18/02/2014
 Solicitud: OFICINA SALUD AMBIENTAL ARREGIO Dirección: E.S.E. HOSPITAL NOROCCIDENTAL ARREGIO
 Municipio y localidad: LA PLAYA-VEREDA SANTA BARBARA
 Nombre Empresa Servicio Público/Fuente: JUNTA DE ACCION COMUNAL VEREDA SANTA BARBARA
 Lugar: VIVIENDA DE LA SEÑORA MARIA ZENaida PEREZ P. Punto de Toma: ENTRADA GRIFO DEL LAVADERO
 Coaguulante: NO APLICA Desinfectante: NO APLICA Tipo de Agua: AGUA CRUDA

Análisis Físicoquímico		Valor Máximo Aceptable según Decreto 1878 de 2007 y resolución 2115 de 2007
Color Utrico	—	≤ 15
Olor y Sabor	42.8	—
Turbidez UTN	4.5	ACORRESPALE
Cl Residual en Situ mg/l	0	0.3 - 2.0
Cl Residual	0	0.3 - 2.0
pH	7.28	6.5 - 8.5

Análisis Microbiológico		Valor Máximo Aceptable según Decreto 1878 de 2007 y resolución 2115 de 2007
Coliformes Totales: ufc/100 ml	460	—
Feculentos: ufc/100 ml	2	0

Pruebas Complementarias por Mapa de Riesgo		Valor Máximo Aceptable según Decreto 1878 de 2007 y resolución 2115 de 2007
Hierro mg/la	—	0.3
Conductividad umhos/cm	64	50-1000
Fluoruros mg/l F ⁻	—	1.0
Sulfatos mg/SO ₄	6	250
Dureza total mg/ CaCO ₃	16	500
Fosfatos mg/l P ₀₅	0.06	0.5
Alelidad f. mg/l CaCO ₃	0	0.1
Alcalinidad f. mg/l CaCO ₃	2.7	—
Cloruros mg/l Cl	1.7	200
Recuento de microorganismos mesófilos: ufc/100 ml	—	200

Porcentaje IRCA: 89.9 Nivel de Riesgo: **INVARIABLE SANTAMENTE**
 Observaciones: 23
 Análisis Físicoquímico: [Firma]
 Análisis Microbiológico: [Firma]
 Coordinadora de Laboratorio de Salud Pública: [Firma]
 A.D.S. # 104-41 Zona Industrial Teléfono 313788 Fax 3136482-3136481 Ext 103
 Hospital General de Cúcuta - Vereda de Barrander

SALUD PUBLICA Código: F-SP-VCT-02
ACTA DE UNIDAD DE ANÁLISIS Fecha Aprobación: 2014
 Versión: 02
 Página 3 de 3

Para constancia se firma la presente Acta en el Municipio de LA PLAYA los días de [] del mes de [] del 2014.

Por los que en ella intervienen:

NOMBRE: [Firma]	NOMBRE: [Firma]
No. C.C.: 43 465 661	No. C.C.: 88 183 963
CARGO: Técnico de Salud	CARGO: Coordinador Ambiental
PROFESIÓN: Técnico de Salud	PROFESIÓN: Técnico Ambiental
FIRMA: [Firma]	FIRMA: [Firma]

NOMBRE: [Firma]	NOMBRE: [Firma]
No. C.C.: 111004040300	No. C.C.: 2004 012 504
CARGO: [Firma]	CARGO: 4459048
PROFESIÓN: [Firma]	PROFESIÓN: [Firma]
FIRMA: [Firma]	FIRMA: [Firma]

NOMBRE: [Firma]	NOMBRE: [Firma]
No. C.C.: 21142 353 19 3171	No. C.C.: 21142 353 19 3171
CARGO: [Firma]	CARGO: [Firma]
PROFESIÓN: [Firma]	PROFESIÓN: [Firma]
FIRMA: [Firma]	FIRMA: [Firma]

NOMBRE: [Firma]	NOMBRE: [Firma]
No. C.C.: 31 242 353 19 3171	No. C.C.: 31 242 353 19 3171
CARGO: [Firma]	CARGO: [Firma]
PROFESIÓN: [Firma]	PROFESIÓN: [Firma]
FIRMA: [Firma]	FIRMA: [Firma]

NOMBRE: [Firma]	NOMBRE: [Firma]
No. C.C.: [Firma]	No. C.C.: [Firma]
CARGO: [Firma]	CARGO: [Firma]
PROFESIÓN: [Firma]	PROFESIÓN: [Firma]
FIRMA: [Firma]	FIRMA: [Firma]

ACTA DE UNIDAD DE ANÁLISIS Versión: 02
 Página 2 de 3

Evitar el uso indiscriminado de plaguicidas y sustancias tóxicas que puedan afectar las fuentes hídricas.

Los participantes opinan que deben implementarse las anteriores acciones para disminuir los riesgos que atentan contra la salud pública por el consumo de agua no potable. Mientras se construye un sistema de tratamiento de agua potable es importante que se utilice un método casero para tratar el agua y así disminuir los casos de Enfermedades presentadas de origen hídrico.

Finalmente se establecieron los siguientes compromisos:

- El Técnico de Apoyo en el Área Salud se compromete a realizar acciones encaminadas a mitigar riesgos de enfermedades de origen hídrico como Charlas de promoción y prevención para el manejo intradomiciliario del agua Charla en limpieza y desinfección de tanques de almacenamiento de agua para consumo humano charlas sobre métodos caseros para potabilizar el agua. Charlas en Manejo de residuos Sólidos y entornos saludables.
- La Enfermera de Vigilancia Epidemiológica se compromete a notificar oportunamente los casos de enfermedades de origen hídrico presentados y la ubicación donde se presentan la mayoría de estos para poder focalizar las acciones.
- La Coordinadora de Salud Pública se compromete a realizar el acompañamiento a las actividades de promoción y prevención encaminadas a mitigar la problemática de la calidad del agua del sistema de acueducto rural de la Vereda Santa Barbara y a si poder evitar un problema de salud pública ante las enfermedades producidas por el consumo de agua no apta para el consumo humano.
- El Presidente de la Junta de acción Comunal se compromete a realizar acciones lentes con la comunidad que disminuya la contaminación de la fuente hídrica que abastece el acueducto rural de la Vereda Santa Barbara. Además una PTAP que mejore la calidad de vida de los habitantes de dicho sector. Gestionar con las entidades competentes la compra de áreas estratégicas para la protección de la fuente hídrica.
- Los habitantes que se abastecen de la fuente hídrica se comprometen a hacer un uso racional del agua para consumo humano e implementar las acciones PJAC relacionadas con el sistema de tratamiento de agua potable y a gestionar combinación pecuaria que es causado por la tenencia de bovinos cerca a la fuente hídrica.
- La Secretaria de Planeación y/o representante del señor Alcalde se compromete a realizar la gestión con el señor Alcalde para la construcción de un sistema de acueducto de la vereda Santa Barbara, gestionar la construcción de pozos sépticos a las viviendas que están vertiendo las aguas negras a la fuente hídrica y a la vez convocar al alcalde la problemática que está presentando el Sistema de Acueducto rural de la Vereda Santa Barbara que está presentando el agua de consumo humano.

ACTA DE UNIDAD DE ANÁLISIS Versión: 02
 Página 2 de 3

Evitar el uso indiscriminado de plaguicidas y sustancias tóxicas que puedan afectar las fuentes hídricas.

Los participantes opinan que deben implementarse las anteriores acciones para disminuir los riesgos que atentan contra la salud pública por el consumo de agua no potable. Mientras se construye un sistema de tratamiento de agua potable es importante que se utilice un método casero para tratar el agua y así disminuir los casos de Enfermedades presentadas de origen hídrico.

Finalmente se establecieron los siguientes compromisos:

- El Técnico de Apoyo en el Área Salud se compromete a realizar acciones encaminadas a mitigar riesgos de enfermedades de origen hídrico como Charlas de promoción y prevención para el manejo intradomiciliario del agua Charla en limpieza y desinfección de tanques de almacenamiento de agua para consumo humano charlas sobre métodos caseros para potabilizar el agua. Charlas en Manejo de residuos Sólidos y entornos saludables.
- La Enfermera de Vigilancia Epidemiológica se compromete a notificar oportunamente los casos de enfermedades de origen hídrico presentados y la ubicación donde se presentan la mayoría de estos para poder focalizar las acciones.
- La Coordinadora de Salud Pública se compromete a realizar el acompañamiento a las actividades de promoción y prevención encaminadas a mitigar la problemática de la calidad del agua del sistema de acueducto rural de la Vereda Santa Barbara y a si poder evitar un problema de salud pública ante las enfermedades producidas por el consumo de agua no apta para el consumo humano.
- El Presidente de la Junta de acción Comunal se compromete a realizar acciones lentes con la comunidad que disminuya la contaminación de la fuente hídrica que abastece el acueducto rural de la Vereda Santa Barbara. Además una PTAP que mejore la calidad de vida de los habitantes de dicho sector. Gestionar con las entidades competentes la compra de áreas estratégicas para la protección de la fuente hídrica.
- Los habitantes que se abastecen de la fuente hídrica se comprometen a hacer un uso racional del agua para consumo humano e implementar las acciones PJAC relacionadas con el sistema de tratamiento de agua potable y a gestionar combinación pecuaria que es causado por la tenencia de bovinos cerca a la fuente hídrica.
- La Secretaria de Planeación y/o representante del señor Alcalde se compromete a realizar la gestión con el señor Alcalde para la construcción de un sistema de acueducto de la vereda Santa Barbara, gestionar la construcción de pozos sépticos a las viviendas que están vertiendo las aguas negras a la fuente hídrica y a la vez convocar al alcalde la problemática que está presentando el Sistema de Acueducto rural de la Vereda Santa Barbara que está presentando el agua de consumo humano.

Anexo D. Realización de análisis de Laboratorio



Universidad
Francisco de Paula Santander
Ocaña - Colombia
NIT. 800 163 130 - 0

LABORATORIO DE AGUAS

RESULTADOS ANALISIS FISICOQUIMICOS Y MICROBIOLÓGICOS

MATRIZ DE LA MUESTRA: Agua Cruda

TIPO DE MUESTRA: Puntual

LUGAR DE MUESTREO: La Playa de Belén – Vereda Santa Bárbara

PUNTO: Bocatoma

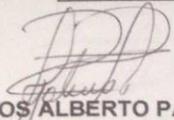
TOMADA POR: Heidy Paola Quiroga – Selkin Eduardo Santiago

FECHA TOMA DE MUESTRA: 15 Agosto 2015

SOLICITANTE: Heidy Paola Quiroga – Selkin Eduardo Santiago

ANALISIS SOLICITADOS: Ver tabla

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	METODO
POTENCIAL DE H	pH	6,82	Standard Methods 4500 H +B
TURBIEDAD	UNT	3,7	Standard Methods 2310 B
COLOR	UPC	44	Standard Methods 2120 A
CONDUCTIVIDAD	µS/cm	60	Standard Methods 2510 B
ALCALINIDAD	mg/L	30	Standard Methods 2120 A
DUREZA TOTAL	mg/L	10	Standard Methods 2340 C
NITRATOS	mg/L	7,04	Standard Methods 2510 B
NITRITOS	mg/L	0,02	Standard Methods 4500 NO ₂ B
SULFATOS	mg/L	1	Standard Methods 4500 SO ₄ E
HIERRO TOTAL	mg/L	0,72	Standard Methods 3500 Fe B
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
AEROBIOS MESOFILOS	UFC/100 ml	3600	Filtración por membrana


CARLOS ALBERTO PATIÑO P.
Químico
Coordinador Laboratorio de Aguas



Vía Acolsure, Sede el Algodonal, Ocaña, Colombia - Código postal: 546552
Línea gratuita nacional: 01 8000 121 022 - PBX: (+57) (7) 569 00 88 - Fax: Ext. 104
info@ufps.edu.co - www.ufps.edu.co



LABORATORIO DE AGUAS

RESULTADOS ANALISIS FISICOQUIMICOS Y MICROBIOLÓGICOS

MATRIZ DE LA MUESTRA: Agua Cruda

TIPO DE MUESTRA: Puntual

LUGAR DE MUESTREO: La Playa de Belén – Vereda Santa Bárbara

PUNTO: Bocatorma

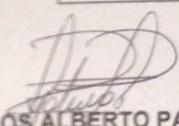
TOMADA POR: Heidy Paola Quiroga – Selkin Eduardo Santiago

FECHA TOMA DE MUESTRA: 15 Septiembre 2015

SOLICITANTE: Heidy Paola Quiroga – Selkin Eduardo Santiago

ANÁLISIS SOLICITADOS: Ver tabla

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	METODO
POTENCIAL DE H	pH	7,08	Standard Methods 4500 H + B
TURBIEDAD	UNT	6,66	Standard Methods 2310 B
COLOR	UPC	79	Standard Methods 2120 A
CONDUCTIVIDAD	$\mu\text{S}/\text{cm}$	58	Standard Methods 2510 B
ALCALINIDAD	mg/L	25	Standard Methods 2120 A
DUREZA TOTAL	mg/L	12	Standard Methods 2340 C
NITRATOS	mg/L	4,8	Standard Methods 2510 B
NITRITOS	mg/L	0,01	Standard Methods 4500 NO ₂ B
SULFATOS	mg/L	1	Standard Methods 4500 SO ₄ E
HIERRO TOTAL	mg/L	1,04	Standard Methods 3500 Fe B
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
AEROBIOS MESOFILOS	UFC/100 ml	3600	Filtración por membrana


CARLOS ALBERTO PATIÑO P.
Químico
Coordinador Laboratorio de Aguas



Vía Acolsure, Sede el Algodonal, Ocaña, Colombia - Código postal: 546552
Línea gratuita nacional: 01 8000 121 022 - PBX: (+57) (7) 569 00 88 - Fax: Ext. 104
info@ufps.edu.co - www.ufps.edu.co



Universidad
Francisco de Paula Santander
Ocaña - Colombia

NIT. 800 163 130 - 0

LABORATORIO DE AGUAS

RESULTADOS ANALISIS FISICOQUIMICOS Y MICROBIOLÓGICOS

MATRIZ DE LA MUESTRA: Agua Potable

TIPO DE MUESTRA: Puntual

LUGAR DE MUESTREO: La Playa de Belén – Vereda Santa Bárbara

PUNTO: Tanque de Almacenamiento

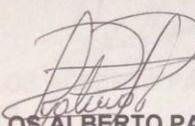
TOMADA POR: Heidi Paola Quiroga – Selkin Eduardo Santiago

FECHA TOMA DE MUESTRA: 15 Julio 2015

SOLICITANTE: Heidi Paola Quiroga – Selkin Eduardo Santiago

ANALISIS SOLICITADOS: Ver tabla

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	METODO
POTENCIAL DE H	pH	6,91	Standard Methods 4500 H +B
TURBIEDAD	UNT	2,53	Standard Methods 2310 B
COLOR	UPC	30	Standard Methods 2120 A
CONDUCTIVIDAD	$\mu\text{S}/\text{cm}$	61	Standard Methods 2510 B
ALCALINIDAD	mg/L	30	Standard Methods 2120 A
DUREZA TOTAL	mg/L	11	Standard Methods 2340 C
NITRATOS	mg/L	7,92	Standard Methods 2510 B
SULFATOS	mg/L	0,34	Standard Methods 4500 SO_4 E
HIERRO TOTAL	mg/L	0,36	Standard Methods 3500 Fe B
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
AEROBIOS MESOFILOS	UFC/100 ml	3600	Filtración por membrana


CARLOS ALBERTO PATIÑO P.
Químico
Coordinador Laboratorio de Aguas



Vía Acolsure, Sede el Algodonal, Ocaña, Colombia - Código postal: 546552
Línea gratuita nacional: 01 8000 121 022 - PBX: (+57) (7) 569 00 88 - Fax: Ext. 104
info@ufpso.edu.co - www.ufpso.edu.co



Universidad
Francisco de Paula Santander
Ocaña - Colombia

NIT. 800 163 130 - 0

LABORATORIO DE AGUAS

RESULTADOS ANALISIS FISICOQUIMICOS Y MICROBIOLÓGICOS

MATRIZ DE LA MUESTRA: Agua Cruda

TIPO DE MUESTRA: Puntual

LUGAR DE MUESTREO: La Playa de Belén – Vereda Santa Bárbara

PUNTO: Acueducto

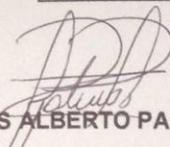
TOMADA POR: Heidy Paola Quiroga – Selkin Eduardo Santiago

FECHA TOMA DE MUESTRA: 15 Agosto 2015

SOLICITANTE: Heidy Paola Quiroga – Selkin Eduardo Santiago

ANALISIS SOLICITADOS: Ver tabla

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	METODO
POTENCIAL DE H	pH	7,34	Standard Methods 4500 H + B
TURBIEDAD	UNT	5,84	Standard Methods 2310 B
COLOR	UPC	59	Standard Methods 2120 A
CONDUCTIVIDAD	µS/cm	57	Standard Methods 2510 B
ALCALINIDAD	mg/L	25	Standard Methods 2120 A
DUREZA TOTAL	mg/L	11	Standard Methods 2340 C
NITRATOS	mg/L	4,4	Standard Methods 2510 B
NITRITOS	mg/L	0,01	Standard Methods 4500 NO ₂ B
SULFATOS	mg/L	1	Standard Methods 4500 SO ₄ E
HIERRO TOTAL	mg/L	1,04	Standard Methods 3500 Fe B
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
AEROBIOS MESOFILOS	UFC/100 ml	3600	Filtración por membrana


CARLOS ALBERTO PATIÑO P.
Químico
Coordinador Laboratorio de Aguas

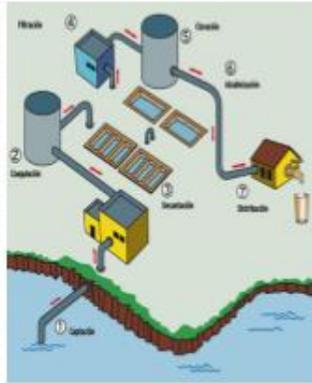


Vía Acolsure, Sede el Algodonal, Ocaña, Colombia - Código postal: 546552
Línea gratuita nacional: 01 8000 121 022 - PBX: (+57) (7) 569 00 88 - Fax: Ext. 104
info@ufpso.edu.co - www.ufpso.edu.co

Anexo E. Folleto entregado en estrategia educativa

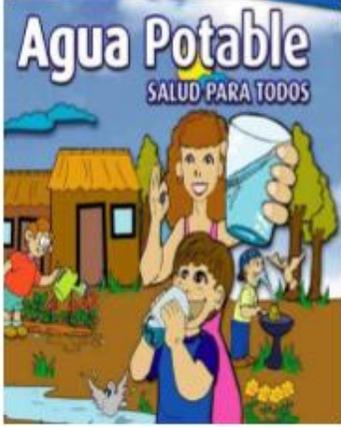
SABIAS QUE...

- El Planeta Tierra está conformado por 29% superficie terrestre y 71% agua, este porcentaje está dividido en un 97.5% de agua salada y 2.5% de agua dulce y que nosotros como seres humanos utilizamos el 0.007% en nuestras actividades diarias.
- 40% de los humanos no tiene la cantidad mínima de agua para vivir dignamente.
- El consumo doméstico de agua potable es de 1.250 litros/semana/persona.
- Al lavar los platos, los dientes, etc. Un grifo (llave o pluma) abierto gasta 5 litros de agua por minuto.
- Un grifo (llave o pluma) que gotea gasta 14.000 litros en un año.
- Si utilizas el inodoro como papelera estropeas los sistemas de desagüe y gastas 10 litros de agua en cada uso.



Que es un sistema de potabilización

Es el conjunto de estructuras, equipos, materiales, procesos, operaciones y el recurso humano utilizado para la captación, aducción, pretratamiento, tratamiento, almacenamiento, conducción y distribución del agua para consumo humano.



Agua Potable

SALUD PARA TODOS

DISEÑO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DE AGUA PARA LA VEREDA SANTA BARBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLAYA DE BELÉN.

Creado por:
Hedy Paola Quiroga Vergel
Selmn Eduardo Santiago Trigo

Ingeniería Ambiental
Universidad Tecnológica de la Costa Caribe

ETAPAS

- **Captación.** Se realiza mediante la toma de agua de la quebrada.
- **Conducción.** Se da desde la etapa anterior hasta los presedimentadores.
- **Presedimentación.** Se realiza la retención de sólidos pesados.
- **Agregado de productos químicos.** Se realiza para la desestabilización del coloidal o turbiedad del agua.
- **Floculación.** Se produce la mezcla entre el producto químico y el coloidal que produce la turbiedad.
- **Sedimentación.** Se capta la capa superior del agua que contiene menor turbiedad.
- **Filtración.** Se retiene las impurezas o turbiedad residual que queda de la etapa anterior.
- **Desinfección.** Se agrega cloro con la finalidad de matar agentes patógenos por lo general bacterias.



DISPONIBILIDAD DE AGUA

Según el Estudio Nacional de Agua (ENA) 2005, el índice de disponibilidad per cápita de agua clasifica a Colombia, ya no como una de las potencias hídricas del mundo, sino como el país número 24 en una lista de 182 naciones. En la actualidad cada colombiano dispone de 40.000 metros cúbicos de agua al año, pero de no adoptar medidas para su conservación, esta situación generaría a futuro una situación indeseable en el marco del desarrollo sostenible de Colombia, agudizando la problemática del agua en Colombia de tal forma que para el año 2020, cada colombiano dispondría de un volumen potencial de agua igual de 1.890 m³ de agua al año.

NECESIDAD DE DARLE UN BUEN USO AL RECURSO HÍDRICO

Cuidar el agua y darle un buen uso es una tarea que todas las personas debemos asumir como un compromiso, ya que este líquido es vital para nuestra propia sobrevivencia por ello es necesario y primordial que practiquemos buenos hábitos para cuidar el agua.

Hablar de agua es hablar de vida, sabemos que sin agua no podríamos vivir por lo cual es importante que tomemos conciencia de la importancia que tiene este elemento y no desperdiciarlo.

LEE Y REFLEXIONA

- Cuando protegas el agua, protegas la vida.
- Agua = vida. Conservación = futuro.
- Si has visto la vida en un desierto, notarás la importancia del agua.
- Gota a gota al agua se agota y tu vida también se agota.
- El agua debes cuidar para tu futuro cambiar.
- Agua que no has de beber, no la dejes correr.
- El agua es vida, es amor si no la cuidamos nos podrá ir peor.
- Millones de personas puedan vivir sin amor, pero ninguna sin AGUA.

DESARROLLO DE UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DE AGUA PARA LA VEREDA SANTA BÁRBARA DEL MUNICIPIO DE LA PLATA DE BELÉN

Hedy Paola Quiroga Venzel
Salón Eduardo Sanabria Trépo

Es más importante el saneamiento que la independencia" M. Ghanti

Anexo F. Planos del diseño

Ver archivo adjunto