

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO DEL CONDOMINIO COLINA CAMPESTRE
UBICADO EN LA VEREDA TERMOPILAS, MUNICIPIO DE RIVERA (HUILA).**

JONATHAN DAVID CARREÑO MESA

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
NEIVA, 2011**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO DEL CONDOMINIO COLINA CAMPESTRE
UBICADO EN LA VEREDA TERMOPILAS, MUNICIPIO DE RIVERA (HUILA).**

JONATHAN DAVID CARREÑO MESA

**Proyecto de grado presentado como requisito
Parcial para optar el título de
Ingeniero Agrícola**

Director:

**ING. JAIME IZQUIERDO BAUTISTA
Ingeniero Agrícola**

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
NEIVA, 2011**

Nota de aceptación

Firma del Jurado
Profesor ALFREDO RAMOS

Firma del Jurado
Profesor MAURICIO DUARTE TORO

Director
Profesor JAIME IZQUIERDO BAUTISTA
MSc. Ingeniera Civil.

Neiva, Marzo de 2011

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	13
1. MARCO CONCEPTUAL	14
1.1 AGUA POTABLE	14
1.2 ABASTECIMIENTO DE AGUA	15
1.3 ACUEDUCTO	15
1.4 COMPONENTES DE UN ACUEDUCTO RURAL	16
1.4.1 Fuente de abastecimiento	17
1.4.2 Obras de captación	17
1.4.3 Criterios de localización para captaciones en ríos y manantiales	17
1.4.4 Bocatoma de fondo	18
1.4.5 Obras de conducción	21
1.4.6 Línea de aducción	21
1.4.7 Desarenador	21
1.4.8 Teoría de la sedimentación	24
1.4.9. PLANTA DE TRATAMIENTO	28
1.4.10 Tanque de almacenamiento	31
1.4.11 Red de distribución	31
1.4.11.1Tipos de redes	32
1.4.11.1.1 Tipo ramificado	32
1.4.11.1.2 Tipo mallado	32
1.4.12 Estructuras complementarias	32
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	33
2.1 ÁREA DE ESTUDIO	33
2.1.1 Vereda de Termopilas (Rivera-Huila)	33
3. METODOLOGÍA	35
3.1 RECOLECCION DE INFORMACION	35
3.2 DETERMINACION DE LOS CAUDALES A ABASTECER	35
3.3 BOCATOMA	38
3.3.1 Diseño de la bocatoma de fondo	38
3.3.1.1 Diseño de la presa	38
3.3.1.2 Diseño de la rejilla y del canal de aducción	38

3.3.1.3	Rejilla	39
3.3.1.4	Niveles en el canal de aducción	40
3.3.1.5	Diseño de la cámara de recolección	41
3.3.1.6	Desagüe del caudal de excesos T	43
3.4	DESARENADOR	44
3.4.1	ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	44
3.4.1.1	Periodo y caudal de diseño	44
3.4.1.2	Número de unidades	44
3.4.1.3	Paso directo	44
3.4.1.4	Relación longitud a ancho	45
3.4.1.5	Profundidades mínima y máxima	45
3.4.1.6	Profundidad de almacenamiento de lodos y pendientes de la placa de fondo	45
3.4.1.7	Periodo de retención hidráulico	45
3.4.1.8	Carga hidráulica superficial	45
3.5	PLANTEO DEL MEJOR TRAZADO PARA LA CONDUCCION	45
3.6	CALCULO ESTRUCTURAL DE TUBERIAS	46
4.	RESULTADOS	47
4.1	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	47
4.2	CÁLCULO DE CAUDAL DE DISEÑO	48
4.2.1	DOTACION NETA	48
4.2.2	DOTACION BRUTA	49
4.2.3	CÁLCULO DE LA POBLACION	49
4.2.4	CAUDALES DE DEMANDA:	50
4.2.4.1	Caudal medio diario (q.m.d)	50
4.2.4.2	Caudal máximo diario (Q.M.D)	50
4.2.4.3	Caudal máximo horario (C.M.H)	50
4.3	CALCULOS PARA DISEÑO DE BOCATOMA	51
4.3.1	DISEÑO DE LA PRESA	52
4.3.2	DISEÑO DE LA REJILLA Y CANAL DE ADUCCION	53
4.3.3	LONGITUD DE LA REJILLA Y NÚMERO DE ORIFICIOS	54
4.3.4	DISEÑO DE LA CAMARA DE RECOLECCION	56
4.3.5	CALCULO DE LA ALTURA DE LOS MUROS DE CONTENCION	56
4.3.6	CALCULO DEL CAUDAL DE EXCESOS	56
4.4	CALCULOS ESTRUCTURALES DE LA BOCATOMA	57

4.4.1 DISEÑO A FLEXION:	63
4.4.2 ACEROS PARA EFECTOS DE REFRACCION Y FRAGUADO:	64
4.5 ADUCCION (cámara de recolección – Desarenador)	65
4.6 DISEÑO DE DESARENADOR	67
4.6.1 CALCULO DE LOS ELEMENTOS DEL DESARENADOR:	69
4.6.1.1 VERTEDERO DE SALIDA	69
4.6.1.2 PANTALLA DE SALIDA	69
4.6.1.3 PANTALLA DE ENTRADA	69
4.6.1.4 ALMACENAMIENTO DE LODOS	69
4.6.1.5 CAMARA DE AQUIETAMIENTO	70
4.7 CONDUCCION DESARENADOR - TANQUE DE ALMACENAMIENTO	70
4.8. PLANTA DE TRATAMIENTO	71
4.9 TANQUE DE ALMACENAMIENTO	74
4.10 CÁLCULOS ESTRUCTURALES DEL TANQUE.	74
4.11 RED DE DISTRIBUCIÓN	75
5. CONCLUSIONES	81
BIBLIOGRAFIA	82

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Tipos de acueductos	15
Figura 2. Componentes de un acueducto rural	16
Figura 3. Bocatoma de fondo (vista en planta).....	19
Figura 4. Bocatoma de fondo (corte longitudinal).....	19
Figura 5. Bocatoma de fondo (corte transversal).	20
Figura 6. Vista en planta de desarenador.	23
Figura 7. Corte longitudinal del desarenador.....	24
Figura 8. Trayectorias de partículas en el sedimentador.....	25
Figura 9. Localización geográfica del municipio de Rivera-Huila.	33
Figura 10. Localización geográfica de la vereda Termopilas (Rivera-Huila).	34
Figura 11. Captación a través de la rejilla al canal de aducción.....	40
Figura 12. Rejilla de captación.	40
Figura 13. Perfil del canal de aducción.	41
Figura 14. Cortes transversales en el canal de aducción.....	42
Figura 15. Corte de la cámara de recolección.....	42
Figura 16. Vertedero de excesos en la cámara de recolección y cabezal de descarga.....	44
Figura 17. Fuerzas actuantes.....	57

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación del material en suspensión, según su tamaño	22
Tabla 2. Viscosidad cinemática del agua.	25
Tabla 3. Número de Hazen (V_s/V_o).	28
Tabla 4. Coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , según el Nivel de Complejidad del Sistema.....	37
Tabla 5. Coeficiente de consumo máximo horario, k_2 , según el Nivel de Complejidad del Sistema y el tipo de red de distribución.	37
Tabla 6. Ubicación geográfica de los puntos intermedios y de los usuarios.	47
Tabla 7. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de Complejidad del Sistema	48
Tabla 8. Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema.	48
Tabla 9. Variación a la dotación neta según el clima y el Nivel de Complejidad del Sistema	49
Tabla 10. Coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , según el Nivel de Complejidad del Sistema.....	50
Tabla 11. Coeficiente de consumo máximo horario, k_2 , según el Nivel de Complejidad y el tipo de red de distribución.	50
Tabla 12. Tabulación año por año de Q.M.D y Q.M.H	51
Tabla 13. Fuerzas actuantes en la bocatoma.....	58
Tabla 14. Análisis físico-químico del agua de Rio Frio.....	72
Tabla 15. Resultados de la red de distribución.....	78
Tabla 16. Presupuesto del diseño.	79

DEDICATORIA

Dedico este proyecto:

A mis padres Santiago y Rosalba QEPD por su enorme amor, apoyo, sabiduría. A ellos especialmente les agradezco todo lo que soy, y les dedico este logro con mi alma y corazón.

A mis hermanos Paul Andrés Carreño y Doris Liliana Carreño por sus buenos deseos y por su incondicional apoyo.

A mis sobrinitos Jerson (Trapero), Felipe (Teletubi) y Alison (la Loca) por sus sonrisas y alegrías brindadas en todo momento.

A mi Cuñado Hernando Álvarez por su paciencia y sus buenos consejos para que este logro se hiciera realidad.

A mi súper Abuela Silvia por su amor, paciencia y sus buenos consejos para que este logro se hiciera realidad.

A todas las personas que me ayudaron para juntar esfuerzos en esta carrera de la vida, a toda la familia que siempre me ha brindado su apoyo.

AGRADECIMIENTOS

Expreso mis agradecimientos a:

La Universidad Surcolombiana, Neiva, en especial al cuerpo de docentes del programa de Ingeniería Agrícola por su misión formadora y por brindarnos todos los conocimientos que hemos recopilado durante este proceso de formación profesional.

Jaime Izquierdo Bautista. Ingeniero Agrícola Especialista En Obras Civiles, profesor de la Universidad Surcolombiana, director de este proyecto, por brindarme su amplia experiencia, aportar sus conocimientos, apoyo y dedicación.

A mis amigos más cercanos por su ayuda y colaboración en todos los aspectos que acarrea realizar un proyecto de grado. Nuevamente a nuestros padres, hermanos y familiares que nos brindaron todo su apoyo para poder culminar nuestros estudios.

RESUMEN

La metodología fue de acuerdo a los requerimientos exigidos para el diseño de un acueducto, realizando un diseño hidráulico para las partes que comprenden un acueducto (bocatoma, desarenador, planta de tratamiento, tanque de almacenamiento, red de distribución). Además se realizó una visita de campo a la vereda Termopilas ubicada en el municipio de Rivera-Huila en donde se hizo un levantamiento topográfico para el diseño del acueducto.

El proyecto también permite visualizar las estructuras más adecuadas para el diseño del acueducto y la construcción de este por medio de los habitantes del Condominio Colina Campestre y así puedan contar con este servicio de gran importancia para la subsistencia de los seres humanos.

La información recopilada para el diseño del acueducto se baso en textos que tratan la elaboración de diseños de acueductos como lo son los libros de ingeniería de Freddy Corcho, Ricardo López Cualla, además del uso del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2000 el cual es el reglamento técnico del sector de agua potable.

ABSTRACT

The methodology was based on the stated requirements for the design of an aqueduct, by hydraulic design for the parts that comprise an aqueduct (intake, sand trap, treatment plant, storage tank, distribution network). In addition we made a field visit to the village of Termopilas in the municipality of Rivera, Huila, where there was a survey for the design of the aqueduct.

The project also displays the most appropriate structures for the pipeline design and construction of this through the Hill Country Condominium residents so they can have this service of great importance for the survival of human beings.

The information gathered for the design of the aqueduct was based on texts dealing with the development of design such as water supply engineering books as Freddy Corcho, Ricardo Lopez Cualla, besides the use of RAS-2000 which is the technical regulation of drinking water sector.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad las construcciones rurales de condominios o casas han llevado a las personas a transportar su vida hacia estas, sin a veces percatarse de que los lugares en donde se construyen estas residencias no cuentan con todos los servicios domiciliarios (agua, luz, gas, teléfono). Es de suma importancia para el mundo entero el uso y consumo del agua para garantizar una buena salud y una mejor vida.

Los acueductos han constituido una parte muy esencial para cualquier proyecto de vivienda en todo el mundo, ya que es el sistema que permite transportar agua desde un lugar en el cual es accesible en la naturaleza (rio, quebrada), hasta lugares distantes en donde se encuentran viviendas. Es de suma importancia que el agua que va a llegar a las viviendas tenga una calidad óptima para su consumo y así se le suministre un beneficio a la comunidad que habitara en una zona residencial.

1. MARCO CONCEPTUAL

Un acueducto es toda aquella obra que tenga como fin, o esté destinada al transporte de agua potable entre dos puntos o más. Esta obra en general constituye tanto el medio físico, por el cual el fluido será transportado (tuberías, canales, mangueras, etc.) y además cualquier cantidad de obras adicionales que se necesiten para permitir un funcionamiento adecuado y óptimo de la instalación (estaciones de bombeo, compuertas, válvulas de todo tipo, desarenador, filtros, etc.). (Pérez, 2005)

Por lo general la construcción o adecuación de un acueducto surge ante la real necesidad de atender y proveer de agua a sitios o poblaciones que no disponen en abundancia de la misma, o en caso de que estas dispongan, garantizar que su calidad sea óptima para el consumo humano y no generen problemas de salud para ellos. Por estar llevando a las comunidades un recurso de primera necesidad para el desarrollo humano y por estar involucrada una gran cantidad importante de personas, es que el diseño correcto de esta obra se hace especialmente importante, teniendo en cuenta la trascendencia social de la obra. (Pérez, 2005)

Los acueductos pueden funcionar de dos formas diferentes: 1) a presión, en tuberías cerradas; o bien, 2) a superficie libre, a través de canales o tuberías parcialmente llenas. (Pérez, 2005). Para el diseño del acueducto del Condominio Colina Campestre se buscara la mejor manera para que el agua llegue con la presión adecuada para el servicio en todas las viviendas.

Por lo anterior, con este trabajo se busca realizar el diseño de un acueducto adecuado y óptimo para el abastecimiento de este servicio de agua potable para el Condominio Colina Campestre ubicado en la vereda Termopilas del municipio de Rivera.

1.1 AGUA POTABLE

El agua potable de uso domiciliario es importante para el sustento diario de cualquier comunidad en el mundo. Esta agua normalmente proviene de un suministro público, de un pozo o de otra fuente. Además esta debe ser apta para la alimentación y uso doméstico, por ende no deberá contener sustancias o cuerpos extraños de origen biológico, orgánico, inorgánico, los cuales la hagan peligrosa para la salud humana. (Prieto, 2004).

Normalmente en cada país se deben tener en cuenta unas normas las cuales dictan la cantidad de minerales que debe contener el agua para que esta sea apropiada para el consumo humano, estas establecen unos valores máximos y mínimos para el contenido de minerales.

El agua potable normalmente es transportada por tuberías hasta los hogares a donde va a llegar este servicio, para esto es importante la construcción de un acueducto, el cual facilitara todo el proceso de transporte y uso adecuado de este servicio.

Agua que por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos es apta y aceptable para el consumo humano y cumple con las normas de calidad de agua. (RAS-2000, B.1.2)

1.2 ABASTECIMIENTO DE AGUA

El abastecimiento debe conseguirse estudiando primero el lugar de obtención y conducción, su calidad y sanidad para evitar las enfermedades de orden hídrico. También debe tenerse en cuenta la capacidad de la fuente, conducción, y almacenamiento con base en un gasto mínimo de 25 a 30 litros diarios por persona. (Prieto, 2004).

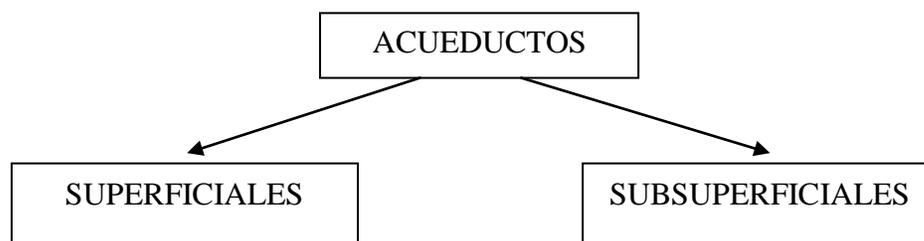
El agua puede obtenerse:

- Recogiendo y almacenando el agua lluvia.
- Aprovechando el agua que corre por la superficie de la tierra, siguiendo los lechos de los ríos, los cuales se forman en las montañas con las aguas de arroyos y manantiales, aumentando de manera progresiva su caudal por el aporte de una red de afluentes que van a servir a una misma cuenca.
- Empleando el agua filtrada por las capas del terreno, que emanan naturalmente al exterior en los manantiales o captándola de las venas líquidas subterráneas.

1.3 ACUEDUCTO

Se le llama acueducto al conjunto de sistemas acoplados que incluye tanto el medio físico como el agua será transportada (tuberías, canales, etc.) como a todas las obras adicionales necesarias para el funcionamiento adecuado de la instalación; cumple con la función principal de transportar agua en forma continua, de un lugar en la que esta sea lo suficientemente accesible, hasta un punto de consumo al que no se puede acceder de una forma sencilla.

Figura 1. Tipos de acueductos



Se consideran fuentes superficiales los ríos, quebradas, lagos, lagunas y embalses de almacenamiento, y excepcionalmente aguas lluvias y agua de mar. (RAS-2000, B.3.3)

Las fuentes de agua subterránea pueden ser subsuperficiales o subalveas y acuíferos. La explotación de las aguas subterráneas puede realizarse mediante pozos profundos, pozos excavados, manantiales o galerías de filtración. (RAS-2000, B.3.4)

Otras definiciones de acueductos los definen como: “El termino acueducto se refiere usualmente a conductos construidos en mampostería y hechos con la pendiente hidráulica. Tales estructuras son operadas a presión atmosférica y, a menos que la pendiente hidráulica disponible sea muy grande, tienden a ser mayores y más costosas que las tuberías operadas bajo presión. Entre las ventajas de los acueductos están la posibilidad de construcción con materiales locales disponibles, más duración que los conductos de metal y menos pérdida de capacidad hidráulica con el tiempo. Entre sus desventajas están la necesidad de proveer la máxima capacidad inicialmente y la probabilidad de interferencia con el drenaje local”. (McGhee, 1999).

1.4 COMPONENTES DE UN ACUEDUCTO RURAL

En la siguiente figura se muestran los principales componentes de un acueducto.

Figura 2. Componentes de un acueducto rural



Fuente: <http://acve-13.blogspot.com/2007/07/vivulas-de-purga-e-ingreso-de-aire.html>

Los componentes básicos de un acueducto consisten en captación, desarenador, planta de tratamiento, tubería de conducción, tanque de almacenamiento o distribución y una red de distribución.

1.4.1 Fuente de abastecimiento

Se consideran fuentes de abastecimiento todas las aguas provenientes de cursos o cuerpos superficiales o subterráneos. También pueden considerarse como fuentes, en casos excepcionales, las aguas lluvias y el agua de mar. (RAS, 2000. B.4).

1.4.2 Obras de captación

Se conocen con el nombre de obras de captación las estructuras que se colocan directamente sobre las fuentes superficiales o subterráneas que se han seleccionado como económicamente utilizables para surtir una red de acueducto o para generar energía y desarrollar sistemas de riego entre otros fines. Las fuentes superficiales pueden presentarse bajo la forma de corrientes con desplazamiento continuo o bien como vasos o represas de una definida extensión. Entre los primeros se encuentran los ríos, vertientes o manantiales y entre los segundos los lagos y embalses. (Corcho, 1993)

1.4.3 Criterios de localización para captaciones en ríos y manantiales

Con el fin de obtener un comportamiento satisfactorio como fuente de agua, un río debe cumplir las siguientes condiciones:

- El caudal del río o manantial debe ser bastante mayor que el caudal de diseño, y la profundidad del río no debe ser menor de un cierto valor mínimo.
- Debe presentar un cauce estable y tener firmeza en sus orillas, con el fin de que no existan derrumbes, sedimentos o erosiones que puedan interferir en el comportamiento óptimo de la estructura de captación.
- Se debe prever una carga suficiente para mover el agua hasta el sitio de las bombas; o bien, que se produzca el flujo por gravedad y el gasto estimado en el diseño.
- Es sumamente difícil impedir la entrada de los sedimentos a la estructura. Al tomar agua lateralmente en un río, se desarrolla una activa circulación transversal que genera un arrastre de sedimentos de gran magnitud y fuera de proporción con el caudal captado.
- Cuando se trata de manantiales y quebradas en general es suficiente interponer una pequeña presa denominada tomadique, provista de drenaje,

rebose y bocatoma. En este caso la bocatoma correspondiente debe estar a una cierta altura sobre el fondo del dique para evitar la entrada de arenas y debe estar cubierta por una rejilla protectora.

- Cuando las corrientes son grandes pueden ser construidas torretomas similares a las utilizadas en embalses, lagos y en ciertos casos tomas sumergidas o laterales con canales de derivación.
- Cuando un manantial producido por afloraciones acuíferas se desplaza en un lecho más o menos pequeño, cualquier tipo de caja de recepción interpuesta en ese lecho puede servir como obra de captación.
- Cuando se trata de una captación mediante una estación de bombeo, esta se debe localizar en lo posible en un tramo recto del cauce del río, o la quebrada y sobre suelo estable con muy pocos riesgos de inundación.

Independientemente del tipo de aprovechamiento que se va a dar al caudal captado, se debe tener en cuenta que la conducción se haga lo más económica posible y localizando la estructura de captación lo más cercana que se pueda a la estructura de aprovechamiento. En el caso específico de aprovechamiento de agua para abastecimiento de acueducto, algunas veces sucede que al efectuar el trazado de la línea, para conducir el agua por gravedad, se obtiene una conducción de longitud considerable, por lo que una solución por bombeo puede resultar más económica. Cuando esto ocurre puede hacerse un análisis comparativo entre las soluciones. (Corcho, 1993)

1.4.4 Bocatoma de fondo

El agua se capta a través de una rejilla colocada en la parte superior de una presa, que a su vez se dirige en sentido normal de la corriente. El ancho de esta presa puede ser igual o menor que el ancho del río. En las figuras 3, 4 y 5 se ilustran los elementos más importantes de este tipo de bocatoma. (López, 2003)

La bocatoma de fondo indicada en estas figuras consta de:

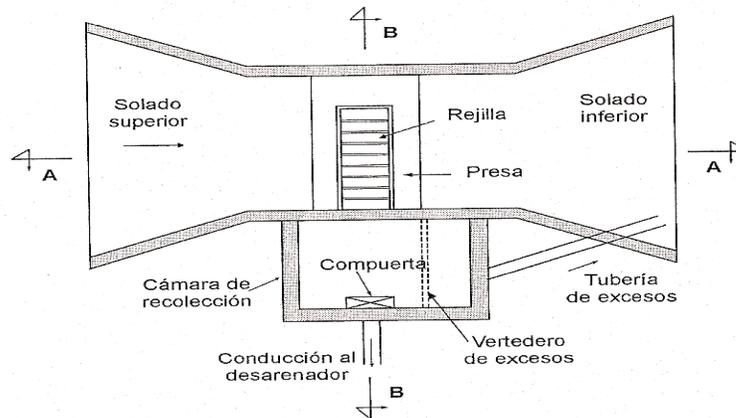
Presa

Su cota superior esta al mismo nivel de la cota del fondo del río. Construida generalmente en concreto ciclópeo, dentro de ella se encuentra el canal de aducción.

Solados o encorado superior e inferior

Ubicados aguas arriba y aguas abajo de la presa, tienen por objeto protegerla de la erosión. Pueden construirse en concreto o enrocado.

Figura 3. Bocatoma de fondo (vista en planta).

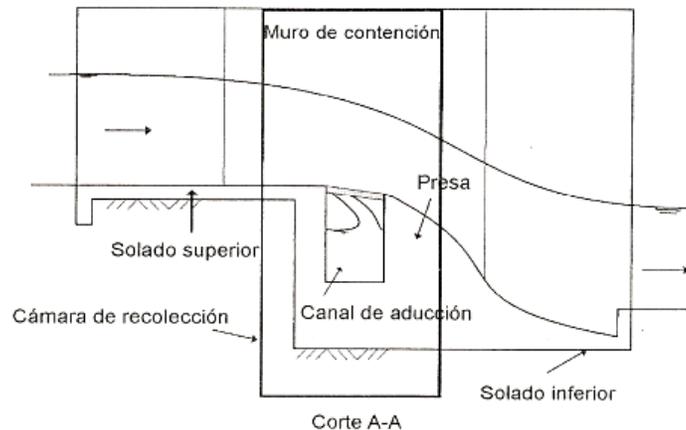


Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 94.

Muros laterales

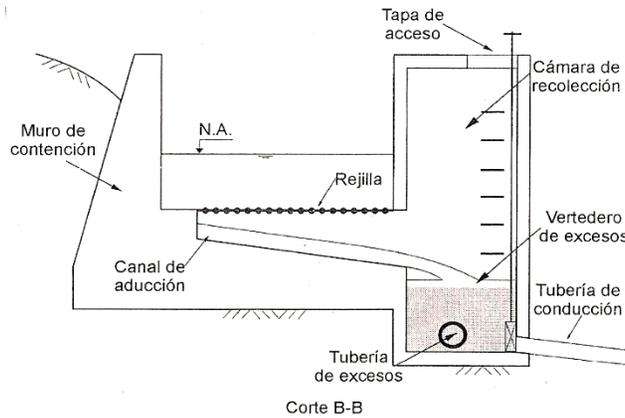
Encauzan el agua hacia la rejilla y protegen los taludes. El ancho de estos muros depende de la estabilidad estructural. Como son en concreto ciclópeo, el ancho de los muros puede ser de 60 centímetros o menos; esto depende del estudio de estabilidad de los mismos muros. (López, 2003)

Figura 4. Bocatoma de fondo (corte longitudinal).



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 95.

Figura 5. Bocatoma de fondo (corte transversal).



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 95.

Rejilla

Esta se coloca sobre el canal de aducción que se encuentra dentro de la presa. La longitud de la rejilla, y por 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 y el largo mínimo de 70 centímetros, 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 $\frac{1}{2}$ " , $\frac{3}{4}$ " o 1". (López, 2003)

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 analizar 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 construir. (López, 2003)

Cámara de recolección

Generalmente es cuadrada o rectangular, con muros en concreto reforzado cuyo espesor puede ser de 30 centímetros 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 el agua al cauce. Hay que dejar una tapa en la placa superior y una escalera para el acceso del personal de mantenimiento. (López, 2003)

1.4.5 Obras de conducción

En un proyecto existen numerosas conducciones de agua entre diferentes puntos, como por ejemplo bocatoma-desarenador, desarenador-tanque de almacenamiento y línea matriz. Hidráulicamente estas conducciones pueden ser de diferentes formas, dependiendo de la topografía y la longitud de las mismas. Estas conducciones son generalmente por tubería a presión. (López, 1995)

La conducción es el componente de un sistema de abastecimiento de agua a través del cual se transporta esta desde el desarenador hasta la planta de tratamiento, al tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución. Dependiendo la conexión, a alguno de los anteriores componentes, del tamaño del proyecto; de las características del agua; de la capacidad financiera y de inversión del municipio; de las condiciones topográficas; etcétera. (Corcho, 1993)

La mayoría de las conducciones aplicadas a sistemas de acueductos implican el flujo en tuberías; no obstante, en ocasiones por razones económicas y topográficas, es posible diseñar conducciones en canales abiertos.

De acuerdo con el comportamiento hidráulico del flujo las conducciones pueden ser:

- Canales abiertos
- Conductos cerrados sin presión
- Conductos cerrados a presión en los cuales el agua se impulsa por la gravedad o mediante estaciones de bombeo.
- Conducciones mixtas. (Corcho, 1993)

1.4.6 Línea de aducción

Se define línea de aducción en un sistema de acueducto al conducto que transporta el agua de la bocatoma, desde la cámara de derivación, hasta el desarenador. Puede ser un canal abierto o un canal cerrado (tubería).

La línea de aducción se diseña para el caudal máximo diario, para un diámetro mínimo de 6", con una velocidad ideal de 1.1 m/s. y para un rango de velocidades de 0.60 m/s. a 4.0 m/s. para evitar la sedimentación y la abrasión respectivamente.

El diseño de la aducción se hace generalmente con la fórmula de Manning y se evalúa el caudal que transporta cuando se trata de un flujo a presión mediante la ecuación de Hazen-Williams o Darcy-Weisbach. (Corcho, 1993).

1.4.7 Desarenador

Los desarenadores son estructuras que tienen como función remover las partículas de cierto tamaño que la captación de una fuente superficial permite

pasar. Los factores que se deben considerar para un buen proceso de desarenación son: temperatura y viscosidad del agua, tamaño, forma y porcentaje a remover de la partícula de diseño, eficiencia de la pantalla deflectora. (Corcho, 1993)

Es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. El desarenador debe estar situado lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de conducción. El desarenador tendrá la longitud necesaria para facilitar la sedimentación; generalmente el largo es igual a cuatro veces el ancho y la profundidad mínima 1.5 m., dependiendo de la carga de sedimentos. El principio de funcionamiento es el de mantener una velocidad de sedimentación para determinadas partículas y que estas alcancen el fondo del canal antes de su extremo de salida. (López, 1995)

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, pero en algunos casos es necesario realizar un tratamiento convencional de purificación de aguas.

Como se indicó anteriormente, el desarenador debe situarse lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción.

El material en suspensión transportado por el agua es básicamente arcilla, arena o grava fina. A continuación se presenta una clasificación del material, de acuerdo con el tamaño de las partículas:

Tabla 1. Clasificación del material en suspensión, según su tamaño

Material	Diámetro (mm)	Material	Diámetro (mm)
Gravilla:		Fango:	
Gruesa	>2,0	Grueso y medio	0,05-0,01
Fina	2,00-1,00	Fino	0,01-0,005
Arena:		Arcilla:	
Gruesa	1,00-0,50	Gruesa y media	0,005-0,001
Media	0,50-0,25	Fina	0,001-0,0001
Fina	0,25-0,10	Coloidal	<0,0001
Muy fina	0,10-0,05		

Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 183.

El objetivo del desarenador, como tal, es la remoción de partículas hasta el tamaño de arenas. Se puede ayudar el proceso de sedimentación mediante coagulación (empleo de químicos con el fin de remover partículas tamaño arcilla), con lo cual se logra que las partículas más pequeñas se aglomeren y sedimenten a una velocidad mayor. El proceso de coagulación puede verse en libros relacionados con el tema de purificación de aguas. (López, 2003).

Un desarenador está dividido en varias zonas, a saber:

Zona I: cámara de aquietamiento. Debido a la ampliación de la sección, se disipa el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada. El paso del agua a la zona siguiente se puede hacer por medio de un canal de repartición con orificios sumergidos. Lateralmente se encuentra un vertedero de excesos que lleva el caudal sobrante de nuevo al río mediante una tubería que se une con la del lavado (Zona IV).

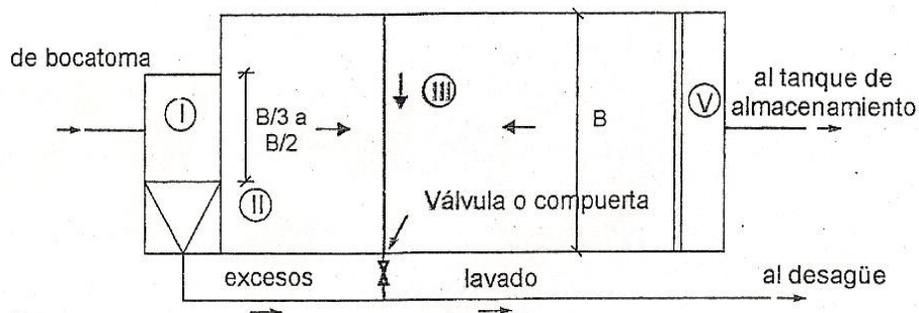
Zona II: Entrada al desarenador. Constituida entre la cámara de aquietamiento y una cortina, la cual obliga a las líneas de flujo a descender con rapidez, de manera que se sedimente el material más grueso inicialmente.

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. La profundidad útil de sedimentación es H.

Zona IV: Salida del desarenador. Constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección. Esta zona debe estar completamente tapada, con el fin de evitar la posible contaminación exterior.

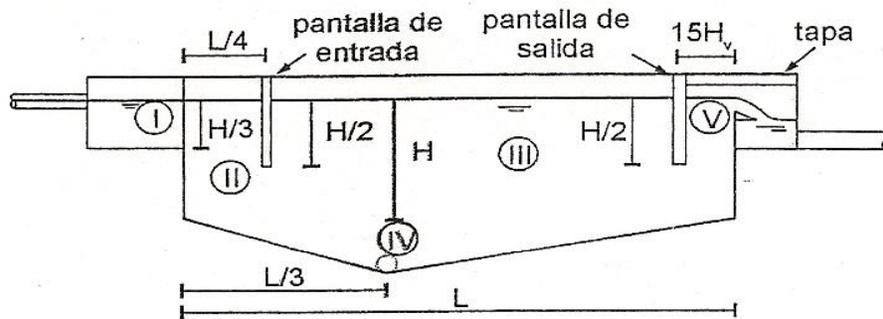
Zona V: Almacenamiento de lodos. Comprende el volumen entre la cota de profundidad útil en la zona III y el fondo del tanque. El fondo tiene pendientes longitudinales y transversales hacia la tubería de lavado. (López, 2003).

Figura 6. Vista en planta de desarenador.



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 186.

Figura 7. Corte longitudinal del desarenador.



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 186.

1.4.8 Teoría de la sedimentación

Esta teoría fue desarrollada por Hazen y Stokes. Su modelo de sedimentación de partículas se resume en la siguiente ecuación (1), de donde se concluye que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de esta. (López, 2003).

$$V_s = \frac{g (\rho_s - \rho)}{18 \mu} d^2 = K * d^2 \quad (1)$$

En donde:

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

g = aceleración de la gravedad (981 cm/s)

ρ_s = peso específico de la partícula

arenas= 2.65

ρ = peso específico del fluido

agua= 1.00

μ = viscosidad cinemática del fluido (cm²/s) (Tabla 2).

En el estudio de sedimentación se hacen las siguientes suposiciones teóricas:

- El flujo se reparte uniformemente a través de la sección transversal (W).
- El agua se desplaza con velocidad uniforme a lo largo del tanque.
- Toda partícula que toque el fondo antes de llegar a la salida será removida.

Adicionalmente, se desarrolla el estudio suponiendo que se ha de remover una partícula cuyo diámetro es d ; para ello se analizará la trayectoria de dicha partícula a lo largo del tanque.

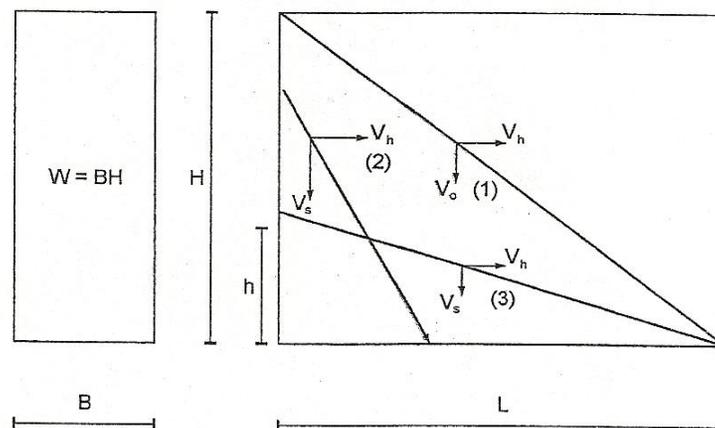
Tabla 2. Viscosidad cinemática del agua.

Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ² /s)	Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ² /s)
0	0,01792	18	0,01059
2	0,01763	20	0,01007
4	0,01567	22	0,00960
6	0,01473	24	0,00917
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: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 187.

Como se observa en la figura 8, la partícula de diámetro d más crítica es aquella que entra por la parte superior del tanque, debido a que tendrá que recorrer una altura, H , y una longitud, L , más desfavorable antes de ser removida. Esta trayectoria crítica se indica en la figura 8 (trayectoria 1). Dicha partícula tiene un componente de velocidad horizontal, V_h ; y velocidad, V_o , haciendo su recorrido en un tiempo, t . (López, 2003)

Figura 8. Trayectorias de partículas en el sedimentador.



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 188.

En primer lugar, se removerán todas las partículas con igual componente de velocidad vertical, V_o , sin importar su punto de entrada. Igualmente, se removerán todas las partículas con velocidad de sedimentación, V_s , mayor que V_o . Las partículas con V_s menor que V_o podrán removerse dependiendo de su nivel de entrada al tanque, h .

Por semejanza de triángulos, se tiene:

$$\frac{L}{Vh} = \frac{H}{V_o} \rightarrow \frac{LW}{VhW} = \frac{H}{V_o} \rightarrow \frac{V}{Q} = \frac{H}{V_o} \quad (2)$$

Siendo V = volumen del tanque y Q = caudal. La velocidad de la partícula crítica, V_o , será:

$$V_o = \frac{HQ}{V} \rightarrow V_o = \frac{Q}{A} \quad (3)$$

Siendo A = área superficial = $B \cdot L$.

Según la ecuación de Stokes (ecuación 1):

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

Remplazando la velocidad de la partícula crítica (ecuación 3) en la ecuación de Stokes, se tiene:

$$Kd^2 = \frac{Q}{A} \rightarrow d = \sqrt{\frac{Q}{K \cdot A}} \quad (4)$$

Al analizar la ecuación 4 se encuentra que, para un caudal dado, el diámetro de la partícula que ha de removerse es función del área superficial del tanque.

La remoción de partículas es también función de la profundidad del tanque, ya que si esta se 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 . (López, 2003)

La relación Q/A se denomina “carga hidráulica superficial (q)” y es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica, 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). En teoría, para remover esta partícula se debe cumplir que:

$$\frac{\frac{V}{Q}}{\frac{H}{V_0}} = 1 \quad (5)$$

En la realidad, 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. Debido a que no se cumplen las suposiciones iniciales del desarrollo de la teoría, habrá partículas removidas con V_s menores que V_0 . (López, 2003).

Se adopta entonces un factor de seguridad en función de:

1. Porcentaje de remoción de partículas con $V_s < V_0$:

$$\% \text{ remoción} = \frac{\text{N}^\circ \text{ de partículas con } V_s < V_0}{\text{N}^\circ \text{ de partículas con } V_s \geq V_0} \times 100 \quad (6)$$

2. 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 $\geq \infty$: caso teórico

La igualdad anterior queda así:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{\frac{V}{Q}}{\frac{H}{V_s}} = \frac{V_s V}{HQ} = V_s \frac{A}{Q} = \frac{V_s}{\frac{Q}{A}} = \frac{V_s}{V_0} \quad (7)$$

Siendo: V_s = velocidad de sedimentación efectiva
 V_0 = velocidad de sedimentación teórica = Q/A
 V_s/V_0 = numero de Hazen

El factor θ/t o del numero de Hazen se determina por medio de la tabla 3.

Tabla 3. Número de Hazen (Vs/Vo).

Condiciones	Remoción (%)							
	87,5	80	15	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: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 191.

Con el fin de operar adecuadamente el desarenador, se hacen las siguientes recomendaciones:

1. $V_h < 20V_s$
2. $9 < V_h/V_o < 15$
3. La velocidad horizontal debe ser menor que la velocidad de arrastre de las partículas, con el propósito de evitar la resuspensión del sedimento.

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

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 (todos los demás términos quedan como se definieron en la ecuación 1). (López, 2003)

1.4.9. PLANTA DE TRATAMIENTO

En la actualidad ningún agua en su estado natural es apta para el consumo humano; además, siempre se requerirá un tratamiento mínimo de cloración con el fin de prevenir la contaminación con organismos patógenos durante la conducción del agua. (Valencia, 2000).

- Coagulación, mezcla rápida

En la primera etapa de la planta compacta para tratamiento de aguas, el agua no tratada circula en una zona de mezclado rápido en donde se añaden químicos coagulantes-neutralizantes. Estos coagulantes neutralizan la carga y promueven que las partículas pequeñas en suspensión (coloidales) colisionen haciendo que estas formen flóculos. (Fuente: <http://www.napier-reid.com>)

Para todos los niveles de complejidad del sistema debe determinarse la dosis óptima en el laboratorio mediante la prueba de jarras de acuerdo a la Norma Técnica Colombiana 3903. (RAS-2000, C.4.5.1.1).

- Sulfato de aluminio, de acuerdo a la norma NTC 531 (Rev. 5) o AWWA B403
- Cloruro férrico líquido, de acuerdo a la norma NTC 3976
- Sulfato férrico, de acuerdo a la norma AWWA B406
- Sulfato ferroso, de acuerdo a la norma AWWA B402
- Aluminato de aluminio
- Hidroxicloruro de aluminio, de acuerdo a la norma AWWA B408

- Sedimentación

Los sedimentadores que pueden emplearse son el de flujo horizontal y flujo vertical. También puede realizarse la sedimentación en unidades con manto de lodos, los que a su vez se dividen en sedimentadores de manto de lodos de suspensión hidráulica y sedimentadores de manto de lodos de suspensión mecánica. Puede además emplearse los sedimentadores de alta tasa. (RAS-2000, C.6.2).

El proceso de sedimentación debe realizarse siempre que se tiene que producir coagulación de barrido o por adsorción, para poder remover la turbiedad. En otros casos es opcional de acuerdo con los ensayos de laboratorio o planta piloto. (RAS-2000, C.6.4).

- Filtración

Este proceso se puede realizar por filtración rápida o filtración lenta. La filtración rápida se divide en filtración ascendente y descendente. Puede filtrarse por gravedad o por presión, el lavado puede ser intermitente o continuo. También puede emplearse la filtración lenta sola o con diversas etapas de prefiltración. (RAS-2000, C.7.2).

- Desinfección

Es obligatorio en todos los niveles de confiabilidad, desinfectar el agua sin importar el tipo de tratamiento previo que se haya realizado para su potabilización. Entre los procesos de desinfección que pueden realizarse esta la cloración, ozonación, desinfección con dióxido de cloro, con rayos ultravioleta. (RAS-2000, C.8.2).

Para la desinfección por cloración, deben emplearse tanques de contacto en los niveles medio alto y alto de complejidad; En los otros niveles es opcional. El tanque debe proporcionar el tiempo necesario que garantice la desinfección del agua.

No se recomienda el uso de cloro gaseoso en el nivel bajo de complejidad. Para este nivel se recomienda el empleo de compuestos en estado sólido o líquido, como: cal clorada, hipoclorito de sodio e hipoclorito de calcio. (RAS-2000, C.8.2).

- Estabilización-Ablandamiento

El agua tratada a la salida de la planta no debe presentar propiedades corrosivas con respecto a las tuberías del sistema de distribución y abastecimiento a la entrada de las casas.

El pH del agua debe acercarse al pH de saturación, si es necesario hacer uso de inhibidores que a la vez pueden ayudar a proteger la red, éstos pueden utilizarse si son económicamente factibles.

Para proteger las tuberías de los agentes corrosivos presentes puede ajustarse la composición del agua, pH, concentración en iones de calcio y la alcalinidad al valor del equilibrio de saturación del carbonato de calcio para una temperatura del agua dada. (RAS-2000, C.9.2).

El agua debe tratarse por el método más adecuado de acuerdo a las características fisicoquímicas del afluente, el nivel de complejidad del sistema, los costos que implica y la disponibilidad de espacio para alcanzar los niveles de calidad exigidos.

Los procesos que deben analizarse como sistema complementario de los tratamientos convencionales son estabilización con reactivos alcalinos, ablandamiento por precipitación química y/o proceso de intercambio iónico utilizando resinas específicas. (RAS-2000, C.9.3).

- Control de sabor y olor

Una combinación de control de la fuente, monitoreo y tratamiento debe realizarse para minimizar el contenido de trazas orgánicas y actividad biológica que ofrecen deficiencia en la calidad del agua del efluente de la planta.

Los compuestos químicos que contienen el elemento carbón o trazas orgánicas, a excepción de cianuros y carbonatos deben clasificarse en los siguientes grupos para poder tomar medidas correctivas:

1. Compuestos orgánicos que causan problemas de olor. Para la determinación remitirse a la Norma ASTM D 1292-86.
2. Compuestos químicos orgánicos sintéticos.
3. Precursores que reaccionan con desinfectantes para producir subproductos de desinfección, como acetona, resorcinol y ácidos húmicos y fúlvicos. Estos deben ser medidos indirectamente por medio de análisis de potencial de formación de trihalometanos.
4. Compuestos orgánicos naturales, a los cuales no se les da importancia de los problemastoxicológicos que puedan producir.

El total de compuestos orgánicos en el agua o más exactamente el contenido de carbón, puede ser medido con instrumentos de sensibilidad por determinación de la concentración en carbón orgánico total (COT) y/o después de una filtración sobre 0.45 μm , concentración en carbón orgánico disuelto (COD) por determinación de absorbancia de luz ultravioleta a 254 nm. Para la mayoría de las aguas, las sales de hierro como sulfato férrico y cloruro férrico son más efectivas que el sulfato de aluminio para la remoción del carbón orgánico total o color. Debe realizarse un control del material orgánico presente y constantes análisis en la fuente para poder determinar los compuestos que causan problemas de olor, sabor y color. (RAS-2000, C.10.2).

1.4.10 Tanque de almacenamiento

Un tanque de compensación tiene la función de almacenar agua y compensar las variaciones entre el caudal de entrada y el consumo a lo largo día. Por tanto, durante la concepción, el diseñador debe establecer las necesidades de demanda y las variaciones del consumo, a lo largo del día, de la red de distribución, para definir la magnitud del almacenamiento requerido. (RAS-2000, B.9.2.1)

El objetivo del tanque de almacenamiento es mantener un depósito de agua permanente con disponibilidad para los usuarios en horas de máximo consumo y permitir el almacenamiento en horas de bajo consumo.

Los tanques reguladores o de almacenamiento en un sistema de abastecimiento de agua tienen como funciones:

1. Atender las variaciones del consumo de agua, almacenando esta en los periodos en los cuales el suministro de agua al tanque es mayor que el consumo, y, suministrar parte del caudal almacenado, en los periodos en los cuales el consumo es mayor que el suministro, para suplir así la deficiencia.
2. Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.
3. Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia como incendios, o interrupciones por daños en bocatoma, aducción, desarenador o conducción. (Corcho, 1993).

1.4.11 Red de distribución

La distribución de agua a la comunidad puede hacerse desde la manera más simple que sería un suministro único por medio de una pileta de agua, hasta su forma más compleja por medio de una serie de tuberías o redes de distribución que llevan el agua a cada domicilio. Se usa tubería de hierro galvanizado y de PVC. En la actualidad, se está haciendo de tubería de material sintético como el PVC, que resulta ser más liviana para transportar y económica. (López, 1995)

La red de distribución es un conjunto de conductos cerrados a través de los cuales se transporta el agua bajo presión a los diferentes puntos de consumo. Las normas del país establecen que las redes de distribución deben satisfacer el consumo máximo horario. (Corcho, 1993)

1.4.11.1 Tipos de redes

Dependiendo de la disposición de las viviendas, por razones topográficas, por razones de tenencia de tierra o por el desarrollo urbanístico de la localidad, se puede determinar el tipo de red de distribución.

1.4.11.1.1 Tipo ramificado

Son redes de distribución constituidas por un ramal troncal y una serie de ramificaciones que terminan en puntos ciegos o en pequeñas mallas.

Este tipo de red se adapta por lo general a poblaciones veredales donde por razones topográficas no es económico ni técnico interconectar los ramales. También se adaptan a las poblaciones que se desarrollan a lo largo de una vía o de un río. (Corcho, 1993)

1.4.11.1.2 Tipo mallado

Estas redes están constituidas por tuberías que por razones del desarrollo urbanístico, por lo general en forma reticular forman una malla. Este tipo de red es el más conveniente por cuanto la superficie de energía es más compensada al producirse el flujo a través de circuitos, lo cual produce un servicio eficiente en presión y caudal.

La red debe prestar un servicio eficiente y continuo, por lo cual su diseño debe atender a la condición más desfavorable. (Corcho. 1993)

1.4.12 Estructuras complementarias

VENTOSAS Y VALVULAS DE PURGA:

En la línea de conducción suelen presentarse altibajos, en los cuales proporcionara acumulación de aire en unos y sedimentos en otros, obstruyendo el normal flujo de agua; para estos dos problemas se colocaran en las partes altas ventosas y en las partes bajas válvulas de purga. (Camero, 2006)

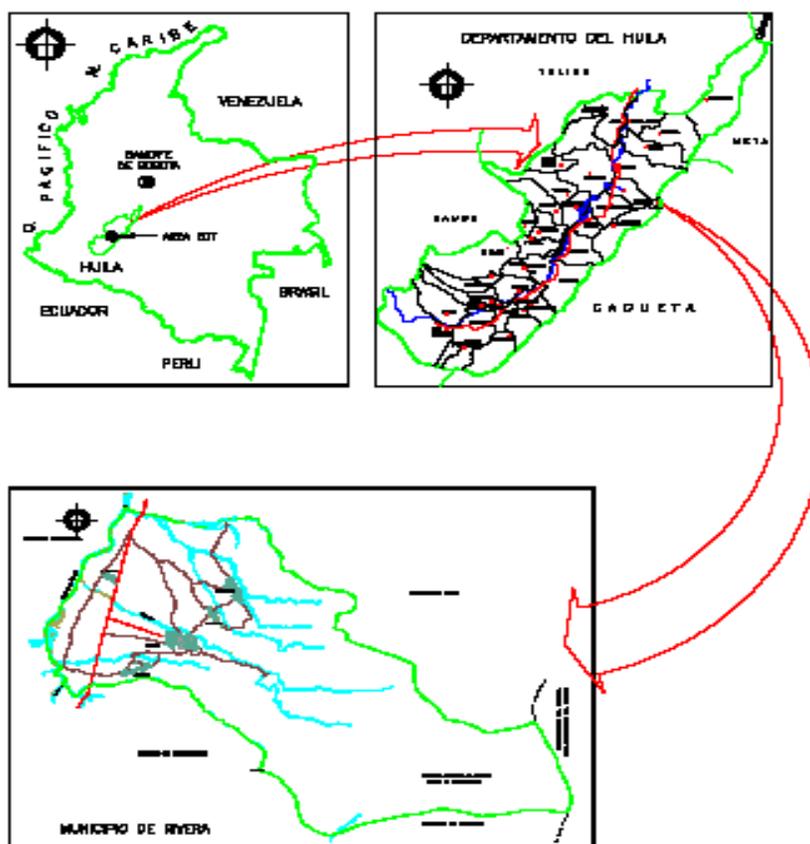
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El Condominio Colina Campestre se encuentra ubicado en zona rural del municipio de Rivera, el cual se encuentra en construcción en estos momentos.

2.1 ÁREA DE ESTUDIO

El diseño del acueducto para el Condominio Colina Campestre se encuentra ubicado en la vereda Termopilas del municipio de Rivera-Huila. La vereda de Termopilas se encuentra a 900 m.s.n.m. El proyecto consta en el diseño del acueducto para un número de 11 viviendas.

Figura 9. Localización geográfica del municipio de Rivera-Huila.



Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Huila>.

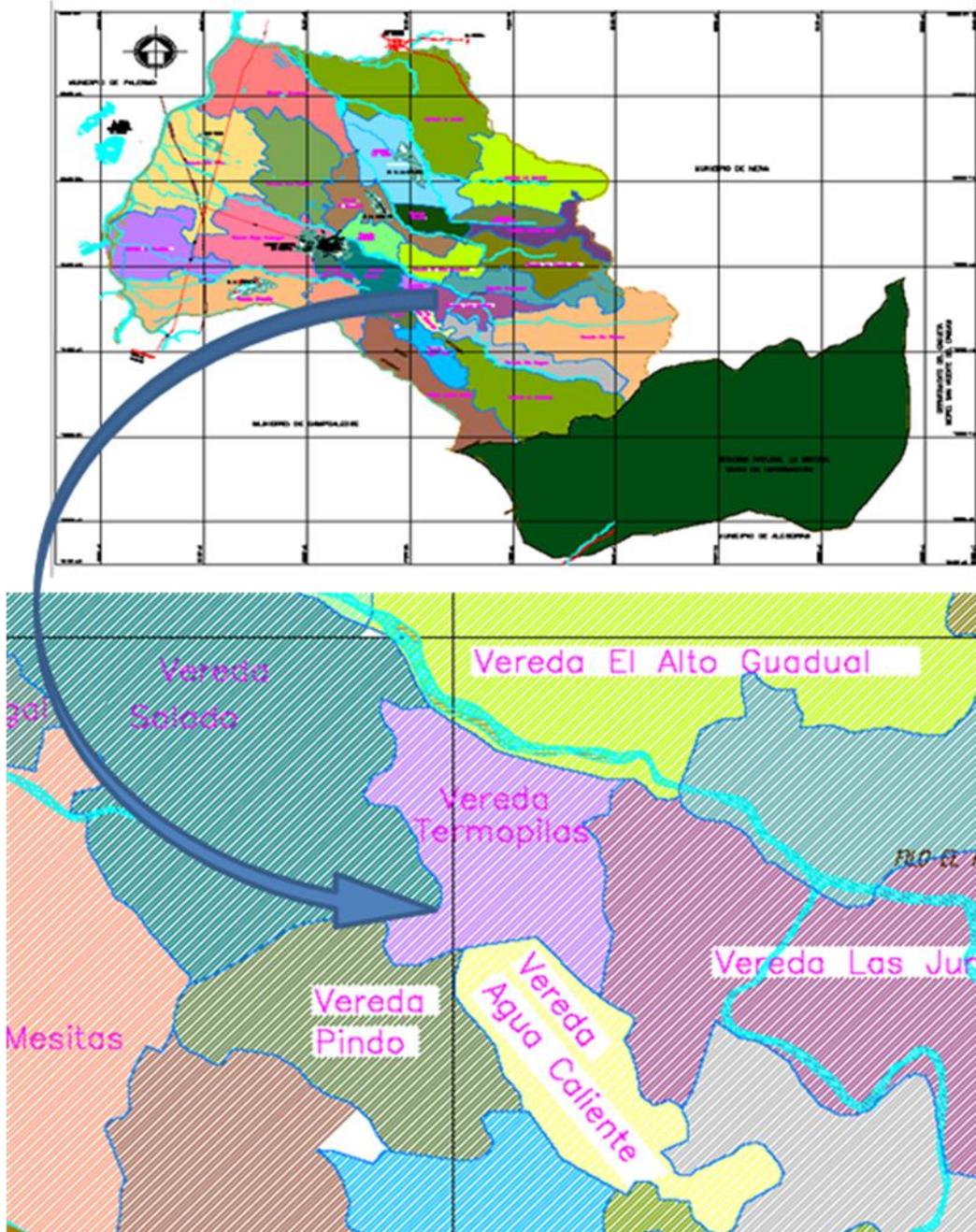
2.1.1 Vereda de Termopilas (Rivera-Huila)

La vereda Termopilas del municipio de Rivera es una de las 29 veredas que hacen parte del municipio de Rivera. Tiene una extensión total de 1.32 Km^2 .

Sus límites son:

- Al norte: Vereda Alto Gradual
- Al sur: Vereda Las Juntas
- Al oriente: Veredas Agua Caliente y El Pindo
- Al occidente: Vereda El Salado

Figura 10. Localización geográfica de la vereda Termopilas (Riviera-Huila).



Fuente: <http://riviera-huila.gov.co>

3. METODOLOGÍA

El diseño y levantamiento topográfico para el acueducto veredal del Condominio Colina Campestre se hizo en la vereda Termopilas, municipio de Rivera, ubicado en el departamento del Huila. En la actualidad el condominio se encuentra puesta en marcha de construcción.

3.1 RECOLECCION DE INFORMACION

Esta actividad consistió en recopilar y revisar la información disponible de la vereda Termopilas y además información de otros acueductos que colaboren con un diseño adecuado para el Condominio Colina Campestre.

3.2 DETERMINACION DE LOS CAUDALES A ABASTECER

Los caudales se determinaron a partir de un análisis de la demanda de agua que se producirá en el condominio durante la vida útil de la obra. Esta demanda como es lógico, es directamente proporcional a la cantidad de población.

-DOTACION NETA:

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto. (RAS-2000)

En el caso de ampliaciones de sistemas de acueducto, la dotación neta mínima debe fijarse con base en el análisis de los datos de producción y consumo del sistema sin incluir las pérdidas. (RAS-2000)

-DOTACION BRUTA:

La dotación bruta debe establecerse según la siguiente ecuación:

$$\frac{D_{neta}}{1-\%P} = \frac{110}{1-0.25} = \frac{184L}{hab*dia} \quad (9)$$

Para efectos del cálculo de la dotación bruta puede adoptarse un porcentaje de pérdidas más alto al establecido, siempre y cuando se justifique económicamente que no resulta factible reducir las pérdidas al valor admisible. (RAS-2000)

-CÁLCULO DE LA POBLACION:

El Método Geométrico es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación que se emplea es:

$$Pf = Pa (1 + r\%)^n \quad (10)$$

Pf: población futura
Pa: población actual
r: rata de crecimiento
n: periodo en años

-CAUDALES DE DEMANDA:

-Caudal medio diario (q.m.d)

El caudal medio diario, q.m.d, 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 ecuación (RAS-2000):

$$q.m.d = (Pf * Dbruta) / 86400 \quad (11)$$

Pf: población futura
Dbruta: dotación bruta

-Caudal máximo diario (Q.M.D)

El caudal máximo diario, QMD, 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, k1. (RAS-2000)

$$Q.M.D = q.m.d * k1 \quad (12)$$

-Caudal máximo horario (Q.M.H)

El caudal máximo horario, QMH, corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se calcula como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, k2. (RAS-2000)

$$Q.M.H = Q.M.D * k2 \quad (13)$$

-Coeficiente de consumo máximo diario – K1

El coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, utilizando los datos registrados en un período mínimo de un año.

En caso de sistemas nuevos, el coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , depende del nivel de complejidad del sistema como se establece en la tabla B.2.5. (RAS-2000)

Tabla 4. Coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de consumo máximo diario - k_1
Bajo	1.30
Medio	1.30
Medio alto	1.20
Alto	1.20

Fuente: Tabla B.2.5-RAS 2000

-Coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario –K2

El coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k_2 , puede calcularse, para el caso de ampliaciones de sistema de acueducto, como la relación entre el caudal máximo horario, CMH, y el caudal máximo diario, CMD, registrados durante un período mínimo de un año, sin incluir los días en que ocurran fallas relevantes en el servicio.

En el caso de sistemas de acueductos nuevos, el coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k_2 , es función del nivel de complejidad del sistema y el tipo de red de distribución, según se establece en la tabla B.2.6. (RAS, 2000)

Tabla 5. Coeficiente de consumo máximo horario, k_2 , según el Nivel de Complejidad del Sistema y el tipo de red de distribución.

Nivel de complejidad del sistema	Red menor de distribución	Red secundaria	Red matriz
Bajo	1.60	-	-
Medio	1.60	1.50	-
Medio alto	1.50	1.45	1.40
Alto	1.50	1.45	1.40

Fuente: Tabla B.2.6-RAS 2000

3.3 BOCATOMA

3.3.1 Diseño de la bocatoma de fondo

3.3.1.1 Diseño de la presa

El primer paso para el diseño de la bocatoma es verificar que el caudal de diseño, caudal máximo diario, sea inferior al caudal mínimo del río en el sitio de captación. Con el fin de obtener el caudal mínimo del río se puede recurrir a datos de medición de caudal en la cuenca, a mediciones de caudal directas o al estudio hidrológico de la cuenca.

La presa y la garganta de la bocatoma se diseñan como un vertedero rectangular con doble contracción, cuya ecuación corresponde a:

$$Q = 1.84 L H^{1.5} \quad (14)$$

Con el fin de determinar el valor de la lámina de agua para las condiciones de diseño (Q máx. diario) y para las condiciones máximas y mínimas del río, se despeja el valor de H de la ecuación 14:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L}\right)^{2/3} \quad (15)$$

A causa de la existencia de las contracciones laterales, se debe hacer la correspondiente corrección de la longitud de vertimiento, según lo indicado por la ecuación:

$$L' = L - 0.1 n H \quad (16)$$

En donde n es el número de contracciones laterales. La velocidad del agua al pasar sobre la rejilla será de:

$$V_r = \frac{Q}{L' H} \quad (17)$$

Y debe ser comprendida entre 0.3 y 3.0 m/s, de manera que puedan ser aplicables las ecuaciones del alcance del chorro presentadas a continuación (ecuaciones 18 y 19) para determinar el ancho del canal de aducción. (López, 2003)

3.3.1.2 Diseño de la rejilla y del canal de aducción

Ancho del canal de aducción:

$$X_s = 0.36V_r^{2/3} + 0.60H^{4/7} \quad (18)$$

$$X_i = 0.18V_r^{4/7} + 0.74H^{3/4} \quad (19)$$

$$B = X_s + 0.10 \quad (20)$$

En donde: X_s = alcance filo superior (m)

X_i = alcance filo inferior (m)

V_r = velocidad del río (m/s)

H = profundidad de la lamina de agua sobre la presa (m)

B = ancho del canal de aducción (m)

3.3.1.3 Rejilla

Si se utiliza una rejilla con barrotes en la dirección del flujo, el área neta de la rejilla se determina según la siguiente expresión:

$$A_{neta} = a B N \quad (21)$$

Siendo: A_n = área neta de la rejilla (m^2)

a = separación entre barrotes (m)

N = número de orificios entre barrotes

Siendo b el diámetro de cada barrote, la superficie total de la rejilla es aproximadamente:

$$A_{total} \approx (a + b) B N \quad (22)$$

Haciendo la relación entre área neta y área total, se obtiene:

$$\frac{A_{neta}}{A_{total}} = \frac{a}{a + b}$$

$$A_{neta} = \frac{a}{a + b} A_{total} \quad (23)$$

Y reemplazando el área total en función de la longitud de la rejilla, L_r :

$$A_{neta} = \frac{a}{a + b} B L_r \quad (24)$$

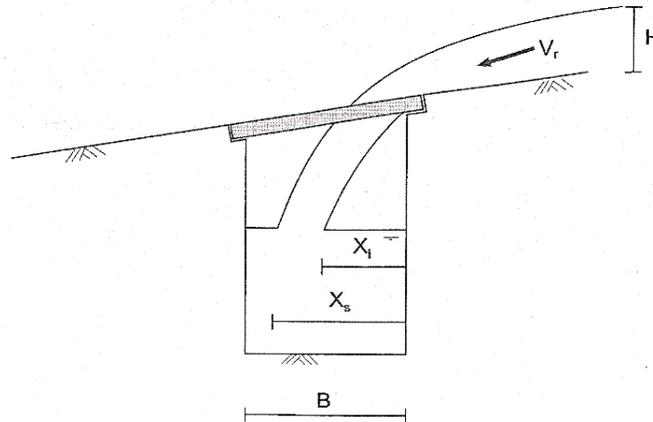
Por otra parte, el caudal a través de la rejilla es:

$$Q = K A_{neta} V_b \quad (25)$$

En donde: $K = 0.9$ para flujo paralelo a la sección

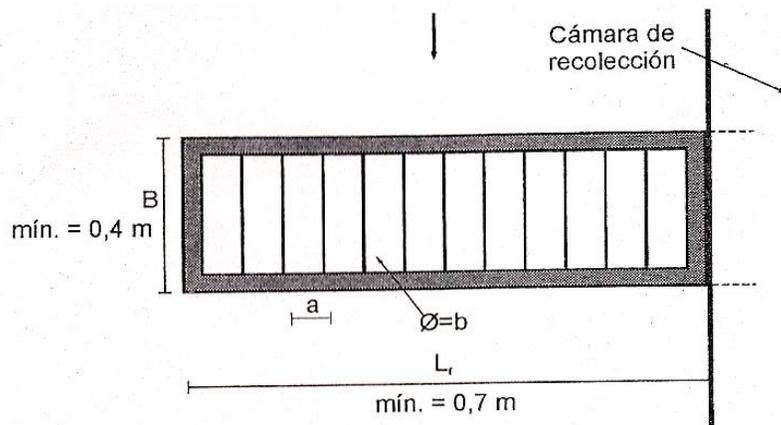
V_b = velocidad entre barrotes (máxima de 0.2 m/s, para disminuir el arrastre de sólidos hacia la rejilla). (López, 2003)

Figura 11. Captación a través de la rejilla al canal de aducción.



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 99.

Figura 12. Rejilla de captación.



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 100.

3.3.1.4 Niveles en el canal de aducción

Suponiendo que todo el volumen de agua se capta al inicio del canal indicado en la figura 12, el nivel de la lámina aguas arriba se obtiene por medio del análisis de cantidad de movimiento en el canal:

$$h_o = \left[2h_e^2 + \left(h_e - \frac{iLc}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3}iLc \quad (26)$$

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

$$h_e = h_c$$

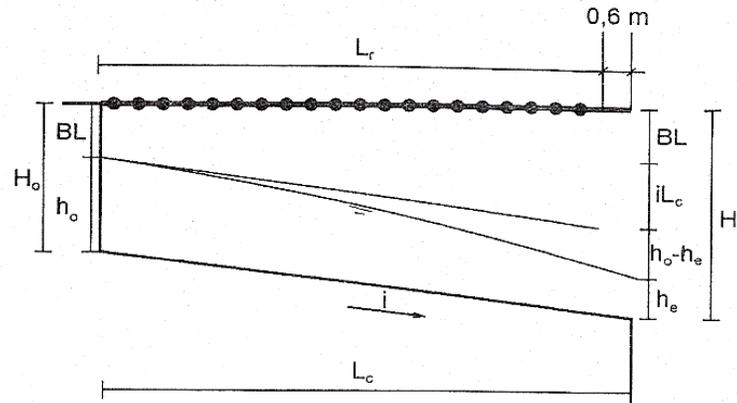
$$h_c = \left(\frac{Q^2}{gB^2}\right)^{1/3} \quad (27)$$

en donde: h_o = profundidad aguas arriba (m)
 h_e = profundidad aguas abajo (m)
 h_c = profundidad crítica (m)
 i = pendiente del fondo del canal
 g = aceleración de la gravedad (9.81m/s^2)
 L_c = longitud del canal (m). Longitud de rejilla mas espesor del muro

Y se debe dejar un borde libre (indicado en la figura 13) de quince centímetros.

Para que la ecuación de dimensionamiento de la cámara (ecuación 28) sea válida, 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/s. (López, 2003)

Figura 13. Perfil del canal de aducción.



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 101.

3.3.1.5 Diseño de la cámara de recolección

Nuevamente se aplican las ecuaciones del alcance de un chorro de agua (ecuaciones 18 y 19), reemplazando los términos por los dos de la condición de entrada a la cámara, indicados en la figura 14.

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

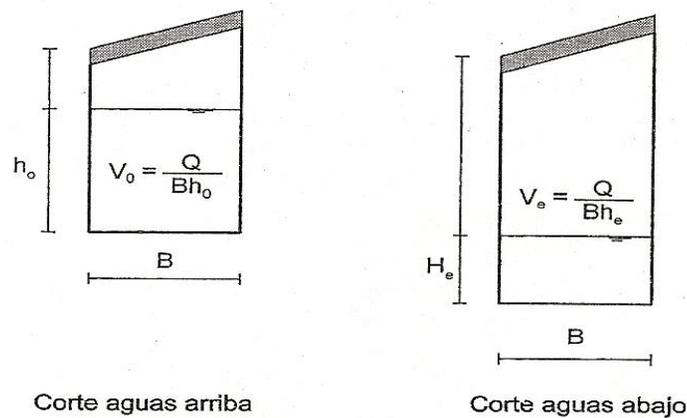
$$X_i = 0.18V_e^{4/7} + 0.74h_e^{3/4} \quad (28)$$

$$L = X_s + 0.30$$

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 esta.

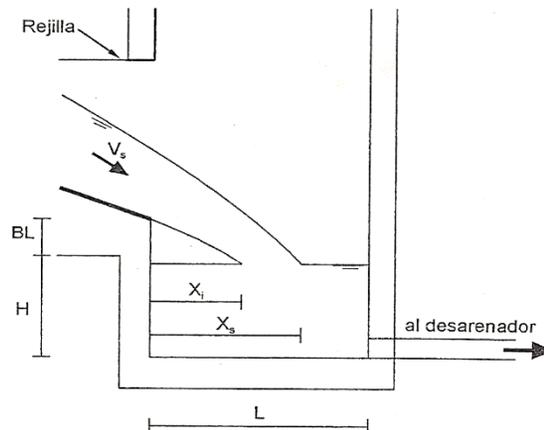
La profundidad, H, de la figura 15 debe ser tal que cubra las pérdidas por entrada y fricción de la tubería de conducción entre bocatoma y desarenador. (López, 2003)

Figura 14. Cortes transversales en el canal de aducción.



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 102.

Figura 15. Corte de la cámara de recolección.



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 102.

3.3.1.6 Desagüe del caudal de excesos T

El caudal de excesos se determina teniendo en cuenta que sobre la rejilla de la bocatoma pasara un caudal mayor que el caudal de diseño. Se producirá entonces una lámina de agua superior a la de diseño, que se puede evaluar según la ecuación 15, remplazando en ella el caudal correspondiente al caudal máximo o promedio del rio. La capacidad máxima de captación de la rejilla se puede aproximar al caudal a través de un orificio, cuya ecuación es:

$$Q_{captado} = C_d A_{neta} \sqrt{2gH} \quad (29)$$

En donde: $Q_{captado}$ = caudal a través de la rejilla (m^3/s)

C_d = coeficiente de descarga = 0.3

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

H = altura de la lamina de agua sobre la rejilla (m)

Este caudal llega a la cámara de recolección a través del canal en donde, como se indica en la figura 16, se coloca un vertedero sin contracciones laterales que servirá para separar el caudal de diseño del caudal de excesos. Para cumplir con lo anterior, la cota de la cresta del vertedero debe coincidir con el nivel del agua necesario para conducir el caudal de diseño al desarenador. Como no se ha hecho el diseño de esta tubería, se toma en este momento un valor tentativo de 0.60m, valor que debe corregirse una vez se haya hecho el diseño correspondiente de la tubería de conducción entre la bocatoma y el desarenador.

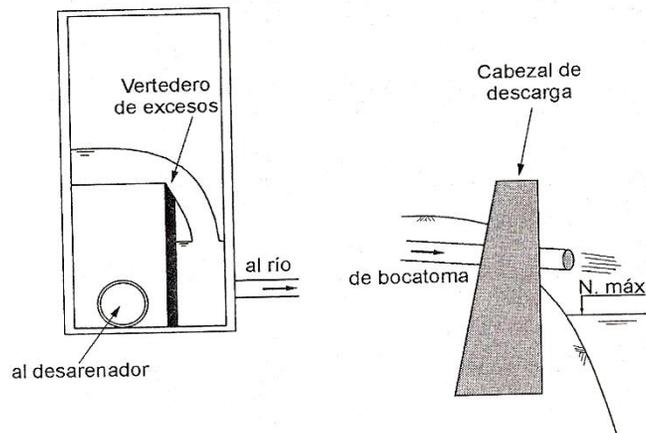
En resumen, el caudal de excesos será la diferencia entre el caudal captado a través de la rejilla y el caudal de diseño.

$$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseño} \quad (30)$$

Posteriormente se debe ubicar el vertedero de excesos a una distancia adecuada de la pared de la cámara de recolección. Para esto se utilizan de nuevo las ecuaciones 15, 17, 18 y 20, aplicadas a las condiciones de excesos determinadas anteriormente.

En el diseño de la tubería de excesos, cuyo diámetro mínimo de 6" (15.2cm), se ha de contemplar la pendiente disponible entre el fondo de la cámara y el punto escogido para la descarga de excesos. Este punto debe estar a 15cm por encima del nivel máximo del rio, según lo indicado en la figura 16. (López, 2003)

Figura 16. Vertedero de excesos en la cámara de recolección y cabezal de descarga.



Fuente: LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003. Pág. 104.

3.4 DESARENADOR

3.4.1 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

3.4.1.1 Periodo y caudal de diseño

El periodo de diseño del desarenador es en general el mismo de la estructura de captación y puede ampliarse en etapas sucesivas hasta el horizonte de diseño. En el caso de tener dos o más módulos, el dimensionamiento de cada uno debe corresponder al caudal medio diario. Al quedar un módulo fuera de servicio por mantenimiento, la capacidad hidráulica del sistema debe permitir el paso a la planta de purificación del caudal máximo diario, mas las pérdidas en el transporte de agua subsiguiente y las necesidades de consumo en la planta de purificación. Deben verificarse los parámetros de funcionamiento hidráulico en los periodos final e inicial de cada etapa. (López, 2003)

3.4.1.2 Número de unidades

Se recomienda que el sistema de desarenadores esté constituido por un mínimo de dos módulos que funcionen en paralelo. Esto permite una mayor flexibilidad en la operación cuando alguno de ellos este fuera de servicio por razones de limpieza y mantenimiento. (López, 2003)

3.4.1.3 Paso directo

Debe existir de todos modos una tubería de paso directo para el caso de emergencias. (López, 2003)

3.4.1.4 Relación longitud a ancho

Con el fin de aproximarse lo más posible al flujo en pistón, se recomienda un tanque rectangular con una relación de longitud ancho (L/B) entre 3/1 y 5/1. (López, 2003)

3.4.1.5 Profundidades mínima y máxima

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

3.4.1.6 Profundidad de almacenamiento de lodos y pendientes de la placa de fondo

Se recomienda una relación de longitud a profundidad de almacenamiento de lodos de aproximadamente 10/1. 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 del fondo 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 manual sea segura para los operarios. (López, 2003)

3.4.1.7 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. Al final del horizonte de diseño, el periodo de retención hidráulico debe tender a ser corto, mientras que al comienzo del periodo este tiende a ser largo. (López, 2003)

3.4.1.8 Carga hidráulica superficial

Esta carga, definida como el caudal puesto por unidad de área superficial, debe estar entre 15 y 80 $\frac{m^3}{m^2} * d$. Al final del periodo de diseño, la carga hidráulica superficial será alta y al comienzo tendera al límite inferior. (López, 2003)

3.5 PLANTEO DEL MEJOR TRAZADO PARA LA CONDUCCION

El planteo del trazado se realiza como es lógico con un estudio de topografía, además con el reconocimiento de la zona por la cual se va a trazar la línea de conducción. También es importante tener en cuenta la economicidad de la traza que se elija para que esta no genere un gasto superior.

3.6 CALCULO ESTRUCTURAL DE TUBERIAS

Es importante que por medio del diseño del acueducto se verifique que los tubos que se van a utilizar en tal diseño sean los adecuados y estos generen el mejor desempeño para que puedan resistir las presiones a las cuales van a estar sometidos, ya que estos son el componente más indispensable, debido a que son los encargados de conducir el agua entre la obra de toma y la reserva final. Es imprescindible una adecuada selección de las mismas y el correspondiente dimensionamiento de acuerdo a los caudales a transportar.

4. RESULTADOS

4.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Tabla 6. Ubicación geográfica de los puntos intermedios y de los usuarios.

Puntos		Coordenadas		Cota (m)	Dist. (m)
		X	Y		
	1	872875	797232	1003	
1	2	872833	797249	1001	49
2	3	872774	797273	1000	45
3	4	872742	797278	998	64
4	5	872710	797282	998	33
5	6	872660	797284	997	32
6	7	872601	797237	996	50
7	8	872529	797275	997	77
8	9	872505	797283	995	81
9	10	872480	797286	992	25
10	11	872449	797306	989	25
11	12	872400	797319	985	38
12	13	872374	797323	983	50
13	14	872331	797324	980	27
14	15	872297	797325	974	43
15	16	872247	797366	970	34
16	17	872213	797405	963	65
17	18	872185	797437	957	52
18	19	872136	797450	954	42
19	20	872087	797455	953	51
20	21	872042	797455	950	48
21	22	871993	797481	951	45
22	23	871961	797513	954	55
23	24	871936	797539	952	36
24	25	871902	797560	952	40
25	26	871875	797573	951	30
23	A	871938	797520	953	24
24	B	871915	797534	951	21.6
24	C	871922	797558	952	23.6
26	D	871878	797588	951	15.3
26	E	871855	797549	951	31.2
E	F	871827	797560	950	30.1
F	G	871802	797570	950	26.9
G	H	871816	797585	950	20.5
H	I	871830	797598	950	19.1
L	J	871836	797629	949	29.8
L	K	871859	797639	949	29
D	L	871859	797610	950	29

4.2 CÁLCULO DE CAUDAL DE DISEÑO

Los caudales se determinarán a partir de un análisis de la demanda de agua que se producirá en el condominio durante la vida útil de la obra. Esta demanda como es lógico, es directamente proporcional a la cantidad de población.

4.2.1 DOTACION NETA

Según el nivel de complejidad del sistema por medio de la tabla B.2.1 RAS 2000 este nivel es bajo.

Tabla 7. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de Complejidad del Sistema

Método por emplear	Nivel de Complejidad del Sistema			
	Bajo	Medio	Medio alto	Alto
Aritmético, Geométrico y exponencial	X	X		
Aritmético + Geométrico + exponencial + otros			X	X
Por componentes (demográfico)			X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X

Fuente: Tabla B.2.1 RAS 2000

Según la Resolución 2320 del 27 de noviembre del 2009 la dotación neta según el nivel de complejidad se modificó y sus nuevos valores se presentan a continuación:

Tabla 8. Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta máxima para poblaciones con Clima Frio o Templado (L/hab·día)	Dotación neta máxima para poblaciones con Clima Cálido (L/hab·día)
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

Fuente: Tabla 9, Resolución 2320 del 27 de nov. del 2009.

Dotación neta = 100 L/ hab*día

Variación de la dotación neta y el Nivel de complejidad, según la tabla B.2.3 RAS 2000, dependiendo del clima de la región en donde se encuentre ubicado el proyecto:

Tabla 9. Variación a la dotación neta según el clima y el Nivel de Complejidad del Sistema

Nivel de complejidad del sistema	Clima cálido (Mas de 28°C)	Clima templado (Entre 20°C y 28°C)	Clima frío (Menos de 20°C)
Bajo	+ 15 %	+ 10%	No se admite Corrección por clima
Medio	+ 15 %	+ 10 %	
Medio alto	+ 20 %	+ 15 %	
Alto	+ 20 %	+ 15 %	

Fuente: Tabla B.2.3 RAS 2000

Clima templado (entre 20°C y 28°C) +10%

Dotación neta = 100 * 1.10 = 110 L/ hab*día

4.2.2 DOTACION BRUTA

Según la Resolución 2320 de noviembre del 2009 el porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles en la ecuación anterior no deberá superar el 25%.

Dotación bruta =

$$\frac{D_{neta}}{1 - \%P} = \frac{110}{1 - 0.25} = \frac{148L}{hab * dia}$$

4.2.3 CÁLCULO DE LA POBLACION

El condominio Colina Campestre contara con 12 viviendas con un promedio de 7 habitantes/ vivienda.

$$Pf = Pa (1 + r\%)^n$$

$$Pf = 84 (1 + 1.37)^{25} = 176 \text{ habitantes}$$

Pf: población futura

Pa: población actual

r: rata de crecimiento

n: periodo en años

4.2.4 CAUDALES DE DEMANDA:

4.2.4.1 Caudal medio diario (q.m.d)

$$q.m.d = \frac{Pf * Dbruta}{86400} = \frac{176 \text{ habitantes} * \frac{148L}{\text{hab} * \text{dia}}}{86400 \frac{\text{seg}}{\text{dia}}} = 0.30 \frac{L}{\text{seg}}$$

Pf: población futura

Dbruta: dotación bruta

4.2.4.2 Caudal máximo diario (Q.M.D)

$$Q.M.D = q.m.d * K1$$

$$Q.M.D = 0.30 \text{ L/seg} * 1.3$$

$$Q.M.D = 0.39 \text{ L/seg}$$

K1: 1.3. Coeficiente de consumo máximo diario. Tabla B.2.5-RAS 2000.

Tabla 10. Coeficiente de consumo máximo diario, k1, según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de consumo máximo diario - k1
Bajo	1.30
Medio	1.30
Medio alto	1.20
Alto	1.20

Fuente: Tabla B.2.5 RAS 2000

4.2.4.3 Caudal máximo horario (C.M.H)

$$Q.M.H = Q.M.D * K2$$

$$Q.M.H = 0.39 \text{ L/seg} * 1.6$$

$$Q.M.H = 0.62 \text{ L/seg}$$

Tabla 11. Coeficiente de consumo máximo horario, k2, según el Nivel de Complejidad y el tipo de red de distribución.

Nivel de complejidad del sistema	Red menor de distribución	Red secundaria	Red matriz
Bajo	1.60	-	-
Medio	1.60	1.50	-
Medio alto	1.50	1.45	1.40
Alto	1.50	1.45	1.40

Fuente: Tabla B.2.6-RAS 2000.

Tabla 12. Tabulación año por año de Q.M.D y Q.M.H

AÑO	Pf	Q.M.D	Q.M.H
2010	84	0,19	0,30
2011	87	0,19	0,31
2012	89	0,20	0,32
2013	92	0,20	0,33
2014	95	0,21	0,34
2015	98	0,22	0,35
2016	100	0,22	0,36
2017	103	0,23	0,37
2018	106	0,24	0,38
2019	110	0,24	0,39
2020	113	0,25	0,40
2021	116	0,26	0,41
2022	120	0,27	0,43
2023	123	0,27	0,44
2024	127	0,28	0,45
2025	131	0,29	0,47
2026	135	0,30	0,48
2027	139	0,31	0,50
2028	143	0,32	0,51
2029	147	0,33	0,52
2030	152	0,34	0,54
2031	156	0,35	0,56
2032	161	0,36	0,57
2033	166	0,37	0,59
2034	171	0,38	0,61
2035	176	0,39	0,63

Fuente: Carreño, 2010.

4.3 CALCULOS PARA DISEÑO DE BOCATOMA

El diseño de la presa se realizara con 3 veces el caudal máximo diario (Q.M.D).

$$3 \text{ Q.M.D} = 1.17 \text{ L/seg}$$

$$\text{Perdidas} = 5\% \text{ de aducción y } 5\% \text{ consumo en planta de purificación} = 1.17 \text{ L/seg}$$

$$\text{Caudal de diseño: } 3 \text{ Q.M.D} + \text{pérdidas} = 1.29 \text{ L/seg}$$

Características de Río Frio:

Caudal máximo: 1.0 m³/seg

Caudal medio: 0.88 m³/seg

Caudal mínimo: 0.5 m³/seg

Ancho: 2.0m

Característica del terreno: rocoso, estable.

4.3.1 DISEÑO DE LA PRESA

$$L = 2.0$$

La lámina de agua en las condiciones de diseño es:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{2/3}$$

$$H = \left(\frac{0.00117m^3}{1.84 * 2m} \right)^{2/3}$$

$$H = 0.005m$$

La corrección por las 2 contracciones laterales es:

$$L' = L - 0.2H = 1.5 - (0.2 * 0.005) = 1.99m$$

Velocidad del Río Frio sobre la presa:

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

$$V = \frac{0.00117 \frac{m^3}{seg}}{1.99m * 0.005m}$$

$$V = 0.17m/seg$$

La velocidad debe estar comprendida entre 0.3 y 3.0 m/s. Ya que la velocidad sobre la rejilla da tan baja, para un mejor diseño se intenta llegar a una velocidad mínima con un caudal mínimo, el cual se pueda aplicar para el diseño de la bocatoma.

Se tomara para los cálculos de diseño un caudal de diseño 20 L/seg.

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L}\right)^{2/3}$$

$$H = \left(\frac{0.02 \frac{m^3}{seg}}{1.84 * 2m}\right)^{2/3}$$

$$H = 0.031m$$

La corrección por las 2 contracciones laterales es:

$$L' = L - 0.2H = 1.994m$$

Velocidad del rio sobre la presa:

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

$$V = \frac{0.02 \frac{m^3}{seg}}{1.994m * 0.031m}$$

$$V = 0.32 \frac{m}{seg}$$

4.3.2 DISEÑO DE LA REJILLA Y CANAL DE ADUCCION

$$Xs = 0.36Vr^{2/3} + 0.60H^{4/7}$$

$$Xs = 0.36 * (0.32)^{2/3} + 0.6 * (0.031)^{4/7} = 0.25 m$$

$$Xi = 0.18Vr^{4/7} + 0.74H^{3/4}$$

$$Xi = 0.18 * (0.32)^{4/7} + 0.74 * (0.031)^{3/4} = 0.23 m$$

$$B = Xs + 0.10$$

$$B = 0.35m$$

Ya que el ancho mínimo es 0.4m se opta por B = 0.4m

4.3.3 LONGITUD DE LA REJILLA Y NÚMERO DE ORIFICIOS

Se adoptan barrotes de $\frac{1}{2}$ " (0.0127m), con una separación entre ellos de cinco centímetros. Por otra parte, se supone la velocidad entre barrotes igual a 0.2 m/seg.

$$An = \frac{Q}{0.9Vb}$$

$$An = \frac{0.020 \frac{m^3}{seg}}{0.9 * 0.2m/s}$$

$$An = 0.111m^2 = \frac{a}{a+b} B * Lr$$

$$Lr = \frac{0.111m^2 * (0.05m + 0.0127m)}{0.05m * 0.4m}$$

$$Lr = 0.35m$$

Se adopta 0.26m de longitud de rejilla. Recalculando, se tiene:

$$An = \frac{0.05m}{0.05m + 0.0127m} * 0.4m * 0.35m$$

$$An = 0.112m^2$$

El número de orificios es de:

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

$$N = \frac{0.112m^2}{0.05m * 0.40m} = 6 \text{ orificios}$$

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

$$An = 0.05 * 0.4 * 5 = 0.12m^2$$

$$Vb = \frac{0.02m^3/seg}{0.9 * 0.12m^2} = 0.19m/seg$$

$$Lr = \frac{0.12m^2 * (0.05m + 0.0127m)}{0.05m * 0.40m} = 0.38m$$

Se adopta un Lr mínimo de 0.7m y un B mínimo de 0.4m.

Los niveles de agua en el canal de aducción son:

-Aguas abajo:

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

$$h_e = h_c = \left(\frac{0.02^2}{9.81 * 0.4^2} \right)^{1/3} = 0.063m$$

-Aguas arriba:

$$L_{canal} = L_{rejilla} + \text{espesor del muro} = 0.38m + 0.2m = 0.58m$$

Se adopta una pendiente, $i = 3\%$

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

$$h_o = \left[2 * (0.063)^2 + \left(0.063 - \frac{0.03 * 0.58}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} * 0.03 * 0.58$$

$$h_o = 0.094m$$

La altura total de los muros del canal de aducción es:

$$H_o = h_o + B.L = 0.09 + 0.15 = 0.24m$$

$$H_e = H_o + i * Lc = 0.24 + 0.03 * 0.58 = 0.26m$$

La velocidad del agua al final del canal es:

$$V_e = \frac{Q}{B * h_e} = \frac{0.02}{0.40 * 0.063} = 0.79 \frac{m}{seg}$$

$$0.3 \frac{m}{seg} < \frac{0.79m}{seg} < \frac{3.0m}{seg} \rightarrow O.K.$$

4.3.4 DISEÑO DE LA CAMARA DE RECOLECCION

$$X_s = 0.36Vr^{2/3} + 0.60H^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 * (0.79)^{2/3} + 0.60 * (0.063)^{4/7} = 0.43m$$

$$X_i = 0.18Vr^{4/7} + 0.74H^{3/4}$$

$$X_i = 0.18 * (0.79)^{4/7} + 0.74 * (0.063)^{3/4} = 0.25m$$

$$B_{camara} = X_s + 0.30 = 0.40 + 0.30 = 0.73m$$

Por facilidad de acceso y mantenimiento, se adopta una cámara de 1.20m (en el sentido de Bcámara) por 1.50m de lado.

4.3.5 CALCULO DE LA ALTURA DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Tomando el caudal máximo del río de 1.0 m³/seg, la altura de la lámina de agua en la garganta de la bocatoma es:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{1.0}{1.84 * 2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.42m$$

Dejando un borde libre de 20 cm, entonces la altura de los muros será de 0.62m.

4.3.6 CALCULO DEL CAUDAL DE EXCESOS

Dentro de las condiciones iniciales del diseño, el caudal medio del río es de 0.88 m³/seg. La altura de la lámina de agua en la garganta y el caudal de excesos son:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.88}{1.84 * 2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.39m$$

$$Q_{captado} = C_d * A_{neta} \sqrt{2gH} = 0.3 * 0.0875 \sqrt{2 * 9.81 * 0.39}$$

$$Q_{captado} = 0.093m^3 / seg$$

$$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseñado} = 0.093 - 0.02 = 0.073m^3 / seg$$

Las condiciones en el vertedero de excesos serán:

$$H_{exc.} = \left(\frac{Q}{1.84 * B_{camara}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.073}{1.84 * 1.2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.1m$$

$$V_{exc.} = \frac{Q_{exc.}}{H_{exc.} * B_{camara}} = \frac{0.073}{0.1 * 1.2} = 0.61 \text{ m/seg}$$

$$X_s = 0.36Vr^{\frac{2}{3}} + 0.60H^{\frac{4}{7}} = 0.36 * (0.61)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.1)^{\frac{4}{7}} = 0.42m$$

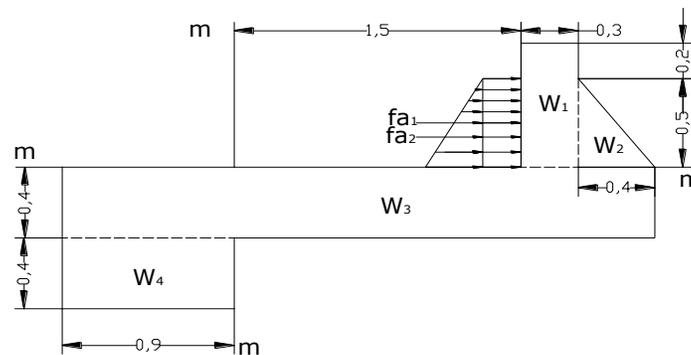
El vertedero de excesos estará colocado 0.70m (0.4m+0.3m) de la pared aguas debajo de la cámara de recolección, quedando aguas arriba del mismo una distancia de 0.8m (1.5m-0.7m).

4.4 CALCULOS ESTRUCTURALES DE LA BOCATOMA

Peso específico del hormigón = 2400 Kg/m³

Peso específico del agua = 1000 Kg/m³

Figura 17. Fuerzas actuantes.



Fuerza del impacto

$$P = m * v = \frac{700 \text{ Kg}}{9.8 \text{ m/seg}^2} * 2.0 \frac{\text{m}}{\text{seg}} = 143 \text{ Kg/seg}$$

$$Fa1 = \tau * h * H = 1000 * 0.2 * 0.42 = 84 \text{ Kg}$$

$$Fa2 = \frac{1}{2} \tau * H^2 = \frac{1000 * 0.42^2}{2} = 88.2 \text{ Kg}$$

$$Fsp = \frac{\tau * Ht * b}{2} = \frac{1000 * 1.02 * 3.3}{2} = 1683 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}
 W1 &= 2400 \cdot 0.3 \cdot 0.62 = 504 \text{ Kg} \\
 W2 &= 2400 \cdot 0.3 \cdot 0.62 \cdot 0.5 = 240 \text{ Kg} \\
 W3 &= 2400 \cdot 0.4 \cdot 2.6 = 2976 \text{ Kg} \\
 W4 &= 2400 \cdot 0.8 \cdot 0.7 = 864 \text{ Kg} \\
 Wa &= 1000 \cdot 2.0 \cdot 0.42 = 765 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Tabla 13. Fuerzas actuantes en la bocatoma.

TIPO DE FUERZA	FUERZA	BRAZO	Mom. Vol.	Mom. Res.
	(Kg)	(m)	(Kg*m)	(Kg*m)
Impacto	143	1.02	145.9	
Agua Fa1	84	0.61	51.2	
Agua Fa2	88.2	0.54	47.6	
Σ	315.2			
Fsp	1683	2.2	3702.6	
Σ			3947.3	
W1	446.4	0.45		200.9
W2	223.2	0.20		44.6
W3	2496	1.30		3244.8
W4	1344	2.95		3964.8
Wa	840	1.6		1344
Σ	5349.6			8799.1

Posición de la resultante:

$$a = \frac{\Sigma MR - \Sigma MV}{\Sigma FV} = \frac{8799.1 - 3947.3}{5349.6 - 1683} = 1.32m$$

Excentricidad:

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{3.3}{2} - 1.3 = 0.35m$$

Verificación de volcamiento:

$$F_s = \frac{\Sigma MR}{\Sigma MV} \geq 2 = \frac{8799.1}{3947.3} = 2.2 > 2$$

¡CUMPLE!

Verificación de deslizamiento:

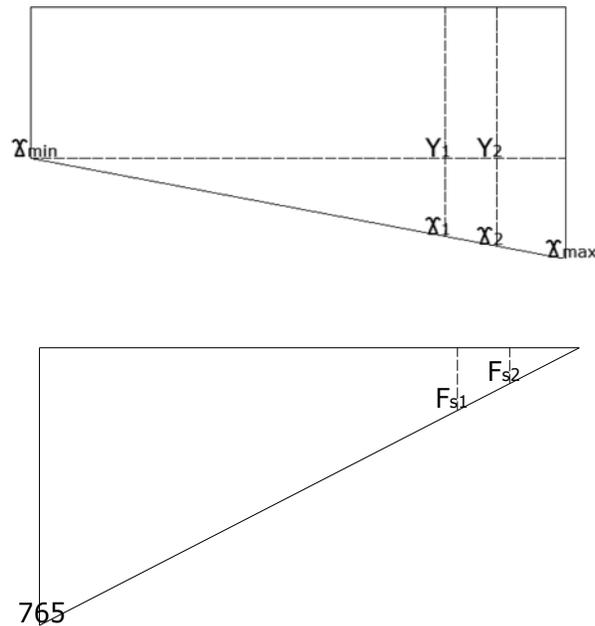
$$F_s = \frac{\mu \Sigma FV}{\Sigma FH} \geq 1.5 = \frac{0.7 * (5349.6 - 1683)}{315.2} = 8.1 > 1.5$$

¡CUMPLE!

Presiones bajo la estructura:

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{\Sigma Fv}{b * L} \left[1 \pm \frac{6 * e}{b} \right]$$

$$\sigma_{\max} = \frac{5349.6}{3.3 * 3} \left[1 + \frac{6 * 0.35}{3.3} \right] = 884.2 \text{ Kg/m}^2$$



Los diagramas muestran las fuerzas actuantes bajo la estructura y son calculados a continuación:

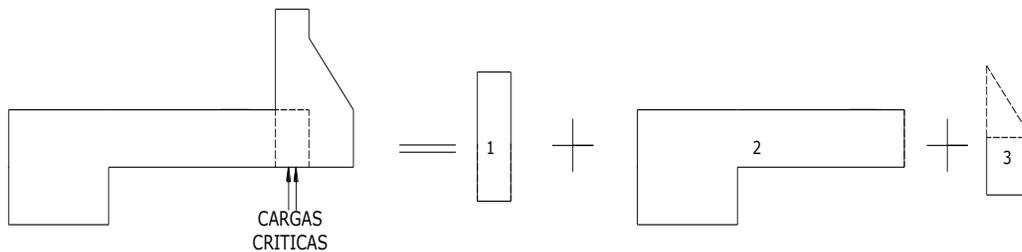
$$\sigma_{\min} = \frac{5349.6}{3.3 * 3} \left[1 - \frac{6 * 0.35}{3.3} \right] = 196.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{Y1}{687.7} = \frac{2.7}{3.3}; Y1 = 562.7 \therefore \sigma_1 = 562.7 + 196.5 = 759.2$$

$$\frac{Y2}{687.7} = \frac{2.7}{3.3}; Y2 = 625.2 \therefore \sigma_1 = 625.2 + 196.5 = 821.7$$

$$\frac{F_{sp1}}{765} = \frac{0.6}{3.3} \therefore F_{sp1} = 139.1 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{F_{sp2}}{765} = \frac{0.3}{3.3} \therefore F_{sp2} = 69.5 \text{ Kg/m}^2$$



El análisis estructural se realizara dividiendo la estructura de la bocatoma en los 3 elementos que se muestran en la figura anterior, verificando las fuerzas actuantes sobre cada una de ellas.

-Análisis del elemento 1:

$$F_{imp} = 143$$

$$F_{a1} = 84$$

$$F_{a2} = 88.2$$

Resultado para la fuerza F_{a2} :

$$V_o = 88.2 \text{ Kg} \quad M_o = \frac{88.2 * 0.42}{3} = 12.3 \text{ Kg} - m$$

Resultado para la fuerza F_{a1} :

$$V_o = 84 \text{ Kg} \quad M_o = \frac{84 * 0.42^2}{2} = 7.4 \text{ Kg} - m$$

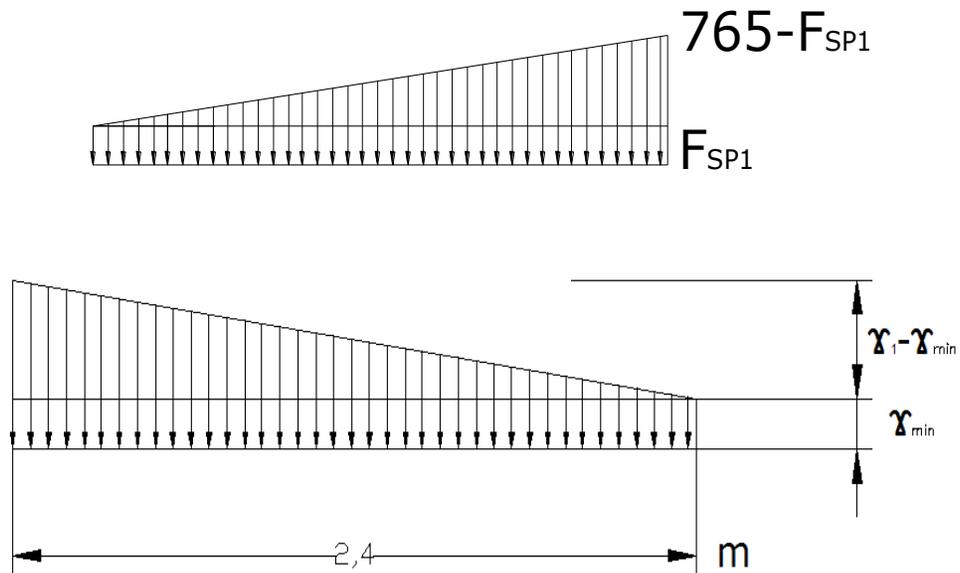
Resultado para la fuerza de impacto:

$$V_o = 143 \text{ Kg} \quad M_o = 143 * 0.62 = 88.7 \text{ Kg} - m$$

Total cortante en la cara critica: $\Sigma V = 315.2 \text{ Kg}$

Total momento en la cara critica: $\Sigma M = 108.4 \text{ Kg-m}$

-Análisis del elemento 2:



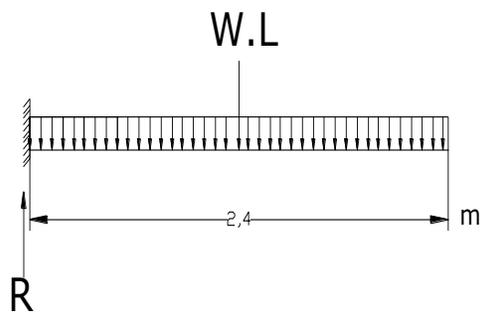
$$\sigma_{min} = 196.5$$

$$\sigma_1 - \sigma_{min} = 759.2 - 196.5$$

$$\sigma_1 - \sigma_{min} = 562.7 \text{ Kg/m}$$

$$F_{sp1} = 139.1 \text{ Kg/m}$$

-Cargas uniformes:



Resultados para σ_{min} :

$$V_o = 196.5 * 2.7 = 530.6 \text{ Kg} \quad M_o = \frac{196.5 * 2.7^2}{2} = 716.2 \text{ Kg} - m$$

Resultados para Fsp1:

$$V_o = 139.1 * 2.7 = 375.6 \text{ Kg} \quad M_o = \frac{139.1 * 2.7^2}{2} = 507 \text{ Kg} - m$$

-Cargas triangulares:

Resultados para σ_1 - σ_{min} :

$$V_o = \frac{562.7 * 2.7}{2} = 759.6 \text{ Kg} \quad M_o = \frac{759.6 * 2.7}{3} = 683.6 \text{ Kg} - m$$

Resultados para 765-Fsp1:

$$V_o = \frac{625.9 * 2.7}{2} = 844.9 \text{ Kg} \quad M_o = \frac{844.9 * 2.7}{3} = 760.4 \text{ Kg} - m$$

Total cortante en la cara critica: $\Sigma V = 2510.7 \text{ Kg}$

Total momento en la cara critica: $\Sigma M = 2667.2 \text{ kg-m}$

-Análisis del elemento 3:

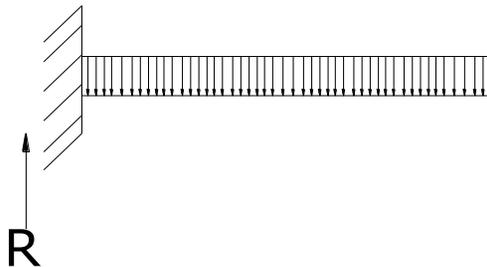
$$\sigma_2 = 821.7 \text{ Kg/m}$$

$$\sigma_{max-\sigma_2} = 884.2 - 821.7$$

$$\sigma_{max-\sigma_2} = 62.5 \text{ Kg/m}$$

$$F_{sp2} = 69.5 \text{ Kg/m}$$

-Carga uniforme:

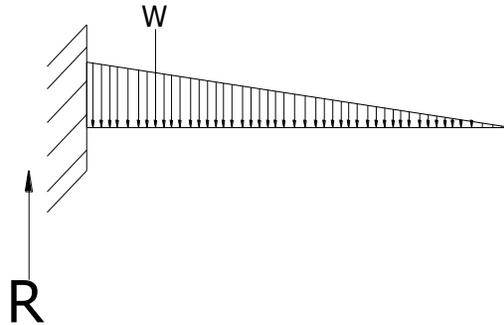


Resultados para σ_2 :

$$V_o = 821.7 * 0.4 = 328.7 \text{ Kg} \quad M_o = \frac{821.7 * 0.4^2}{2} = 65.7 \text{ Kg} - m$$

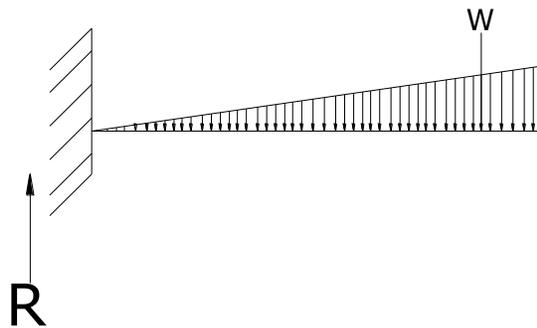
-Carga triangular:

Resultados para Fsp2:



$$V_o = \frac{69.5 * 0.4}{2} = 13.9Kg \quad M_o = \frac{13.9 * 0.4}{3} = 1.9 Kg - m$$

Resultados para $\sigma_{max}-\sigma_2$:



$$V_o = \frac{62.5 * 0.4}{2} = 12.5Kg \quad M_o = \frac{12.5 * 0.4}{3} = 1.7 Kg - m$$

Total cortante en la cara critica: $\Sigma V = 355.1 Kg$

Total momento en la cara critica: $\Sigma M = 69.3 Kg-m$

4.4.1 DISEÑO A FLEXION:

Hormigón, $f'c = 280 Kg/cm^2 \approx 4000 PSI$

Acero, $f_y = 4200 Kg/cm^2 \approx 60000 PSI$

ELEMENTO 1:

$V = 315.2 Kg$

$M = 108.4 Kg-m = 10.84 t-cm$

Se diseñara por metro lineal, luego $b = 1\text{ m}$

Sea $d = 0.30 - 0.08 = 0.22\text{ m} = 22\text{ cm}$

$$M_u = Kbd^2 \rightarrow K = \frac{10.84}{100 * 22^2} = 0.0003 < K_{min}$$

Refuerzo mínimo = $14/4200 = 0.0033$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0033 * 100 * 22 = 7.26\text{ cm}^2$$

Usar 6 No. 4 a 16.5 cm ($A_s = 774\text{ cm}^2$)

ELEMENTO 2:

$M = 2667.2\text{ Kg-m} = 266.72\text{ t-cm}$

Sea $d = 32\text{ cm}$

$$K = \frac{266.72}{100 * 32^2} = 0.0026\text{ t-cm} < K_{min}$$

$$A_s = 0.0033 * 100 * 32 = 10.56\text{ cm}^2$$

Usar 8 # 4 12.5 cm ($A_s = 1058\text{ cm}^2$)

ELEMENTO 3:

$M = 69.3\text{ Kg-m} = 6.93\text{ t-m}$

Sea $d = 32\text{ cm}$

$$K = \frac{6.93}{100 * 32^2} = 0.00007\text{ t-cm} < K_{min}$$

$$A_s = 0.0033 * 100 * 32 = 10.56\text{ cm}^2$$

Usar 8 # 4 a 12.5 cm ($A_s = 1058\text{ cm}^2$)

4.4.2 ACEROS PARA EFECTOS DE REFRACCION Y FRAGUADO:

Para elemento 1:

$$A_s = 0.0009 * 102 * 30 = 2.75\text{ cm}^2$$

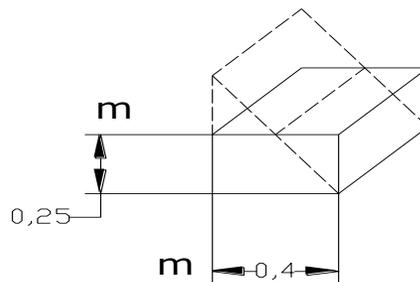
Son 4 # 3 a 20.4 cm
Para elemento 2:

$A_s = 0.0009 * 200 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2$
Son 6 # 4 a 28.5 cm

Para elemento 3:

$A_s = 0.0009 * 40 * 40 = 1.4 \text{ cm}^2$
Son 2 # 3 a 10 cm

Para la parte inclinada de la bocatoma, se considera una sección rectangular de la siguiente forma:



Para refuerzo longitudinal:

$A_q = 30 * 31 = 930 \text{ cm}^2$
 $A_s = 0.0009 * 930 = 0.84 \text{ cm}^2$
Usar 2 # 3 a 10 cm

Para refuerzo transversal:

$A_q = 31 * 100 = 3100 \text{ cm}^2$
 $A_s = 0.0009 * 3100 = 2.8 \text{ cm}^2$
Usar 4 # 3 a 20 cm

4.5 ADUCCION (cámara de recolección – Desarenador)

Se calculó con 3 veces el consumo máximo diario (C.M.D) y con la siguiente información de campo.

Caudal de diseño: 1.17 L/s = 18.54 GPM
Cota de aguas máximas en la cámara de derivación: 1003 m.s.n.m.

Cota llegada al desarenador	998 m.s.n.m.
Energía disponible (H):	5.0 m
Longitud de la aducción (L):	158 m
Pendiente (S% = H/L):	0,0316 = 3.16%

Para tuberías de diámetros iguales o menores de 2 pulgadas se utilizó la ecuación de Darcy-Weisbach:

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

En términos de caudal, la ecuación se transforma en:

$$h_f = \frac{8 * f * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

Donde h_f = pérdida de carga, m.
 f = coeficiente de rozamiento
 L = longitud de la tubería, m.
 V = velocidad media, m/s.
 D = diámetro de la tubería, m.
 g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
 Q = caudal, m³/s

Si se conoce o puede estimarse el valor de ϵ (rugosidad absoluta) se puede obtener el valor de f por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{2\epsilon\epsilon} + 1.74$$

Para el tramo de la cámara de recolección al desarenador se realizara el cálculo con la ecuación de Darcy-Weisbach. El diámetro de la tubería será de 2 pulgadas.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{2\epsilon\epsilon} + 1.74$$

$$f = \left(\frac{1}{2 \log \frac{D}{2\epsilon\epsilon} + 1.74} \right)^2$$

$$f = \left(\frac{1}{2 \log \frac{60.4012}{2 * 0.0015} + 1.74} \right)^2$$

$$f = 9.3 * 10^{-3}$$

Entonces:

$$hf = \frac{8 * f * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

$$hf = \frac{8 * 9.3 * 10^{-3} * 158 * (1.17 * 10^{-3})^2}{\pi^2 * 9.81 * 0.0604012^5}$$

$$hf = \frac{1.61 * 10^{-5}}{7.78 * 10^{-5}}$$

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

Perdida de presión total (Jt):	0.21 m
Presión disponible (H-Jt):	4.79 m
Diámetro interior 2" RDE 51 = 6.04 cm	
Velocidad:	0,65 m/s

4.6 DISEÑO DE DESARENADOR

Periodo de diseño:	25 años
Número de módulos:	2
Remoción de partículas de diámetro:	d= 0.05mm
Porcentaje de remoción:	75%
Temperatura:	18 ⁰ C
Viscosidad cinemática:	0.01059 cm ² /s
Relación longitud: ancho	3:1
Caudal de diseño	0.00117 m ³ /s

$$V_s = \frac{g (\rho_s - \rho)}{18 \mu} d^2 = \frac{981 (2.65 - 1.00)}{18 * 0.01059} (0.005)^2 = 0.212 \text{ cm/s}$$

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

Suponiendo la profundidad útil de sedimentación, H, igual a 1.5 m, el tiempo que tardaría la partícula de diámetro igual a 0.05 mm en llegar al fondo sería de:

$$t = \frac{H}{V_s} = \frac{150}{0.212} = 708 \text{ seg}$$

Y el periodo de retención hidráulica será de:

$$\theta = 3.0t = 3.0 \times 708 = 2124 \text{ seg} = 0.59 \text{ horas} \quad (0.5 \leq \theta \leq 4 \text{ hr})$$

El volumen del tanque será, por consiguiente:

$$V = \theta Q = 2124 \times 0.00117 = 2.49 \text{ m}^3$$

El área superficial de tanque es:

$$As = \frac{V}{H} = \frac{2.49}{1.5} = 1.66 \text{ m}^2$$

De donde las dimensiones del tanque serán para L:B = 3:1

$$B = \sqrt{\frac{As}{4}} = \sqrt{\frac{1.66}{4}} = 0.74 \text{ m}$$

$$L = 3B = 3 \times 0.74 = 2.22 \text{ m}$$

La carga hidráulica superficial para este tanque será de:

$$q = \frac{Q}{As} = \frac{0.00085}{1.15} = 0.0007 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s} = 60.48 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

Valor que se encuentra comprendido entre 15 y 80 m³/m².dia. Como se demostró anteriormente:

$$V_o = q = 0.0007 \text{ m/s} = 0.07 \text{ cm/s}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o \times 18 \times \mu}{g(\rho_s - \rho)}} = \sqrt{\frac{0.07 \times 18 \times 0.01059}{981 \times 1.65}} = 0.00287 \text{ cm} = 0.03 \text{ mm}$$

La velocidad horizontal será:

$$V_h = \frac{Q}{W} = \frac{Vol}{H}$$

$$V_h = \frac{0.00117}{1.5 \times 0.74} \times 100 = \frac{0.07 \times 2.22}{1.5} = 0.105 \text{ cm/s}$$

La velocidad horizontal máxima es:

$$V_{hmax} = 20V_s = 20 \times 0.105 = 2.1 \text{ cm/s}$$

Y la velocidad de resuspensión máxima es:

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} g(\rho_s - \rho)d} = \sqrt{\frac{8 \times 0.04}{0.03} \times 981 \times 1.65 \times 0.005} = 293 \text{ cm/s}$$

4.6.1 CALCULO DE LOS ELEMENTOS DEL DESARENADOR:

4.6.1.1 VERTEDERO DE SALIDA

$$H_v = \left(\frac{Q}{1.84B} \right)^{2/3} = \left(\frac{0.00117}{1.84 \times 0.74} \right)^{2/3} = 0.01 \text{ m}$$

$$V_v = \frac{Q}{BH_v} = \frac{0.00117}{0.74 \times 0.01} = 0.16 \text{ m/s}$$

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

$$X_s = 0.36(0.16)^{2/3} + 0.60(0.01)^{4/7} = 0.15 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L_v = 0.30 \text{ m}$$

4.6.1.2 PANTALLA DE SALIDA

Profundidad = $H/2 = 0.75 \text{ m}$
 Distancia al vertedero de salida = $15H_v = 0.15 \text{ m}$

4.6.1.3 PANTALLA DE ENTRADA

Profundidad = $H/2 = 0.75 \text{ m}$
 Distancia a la cámara de aquietamiento = $L/4 = 0.56 \text{ m}$

4.6.1.4 ALMACENAMIENTO DE LODOS

Relación longitud: profundidad de lodos = 10
 Profundidad máxima = $9/10 = 0.90 \text{ m}$
 Profundidad máxima adoptada = 0.85 m
 Profundidad mínima adoptada = 0.70 m
 Dist. pto. de salida a la cámara de aquietamiento = $L/3 = 0.74 \text{ m}$

Dist. Pto. de salida al vertedero de salida = $2L/3$	= 1.48 m
Pendiente transversal = $(0.85-0.70)/0.56$	= 20 % → 8 %
Pendiente longitudinal (en $L/3$) = $(0.85-0.70)/0.56$	= 20 % → 8 %
Pendiente longitudinal (en $2L/3$) = $(0.85-0.70)/1.12$	= 10 % → 7 %

4.6.1.5 CAMARA DE AQUIETAMIENTO

La profundidad de la cámara es (1/3) de la profundidad útil del desarenador.

$$H' = H/3 = 0,5 \text{ m}$$

Se adoptan las siguientes medidas para la cámara de aquietamiento:

Profundidad = $H/3 = 0.50 \text{ m}$
 Ancho = $B/3 = 0.25 \text{ m} = 0.4 \text{ m}$ (por construcción)
 Largo (adoptado) = 0.50 m

Para el diseño de vertedero de excesos se calcula con 2 veces el caudal de diseño $Q_d = 0.85 \text{ L/s} * 2 = 1.70 \text{ L/s}$. para ello se utilizo la formula de Francis.

$$Q = CLH^{3/2}$$

$Q = 0,0017 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H = 0,03 \text{ m}$ (supuesto)
 $C = 1,84$

$$L = \frac{0,0017}{1,84 * (0,03)^{3/2}}$$

$$L = 0.20 \text{ m} \cong 0.5 \text{ m por construcción}$$

4.7 CONDUCCION DESARENADOR - TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Se diseñó con el consumo máximo diario (3 CMD)

Caudal de diseño:	2.55 L/s = 40.42 GPM
Cota de salida de desarenador:	998 m
Cota de llegada al tanque:	974 m
Energía disponible (H):	24 m
Longitud de la conducción (L):	481 m
Pendiente (S=H/L):	0,0498 = 4.98%

Para el tramo del desarenador al tanque de almacenamiento se realizara el cálculo con la ecuación de Darcy-Weisbach. El diámetro de la tubería será de 2 pulgadas RDE 51.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{2\varepsilon E} + 1.74$$

$$f = \left(\frac{1}{2 \log \frac{D}{2\varepsilon E} + 1.74} \right)^2$$

$$f = \left(\frac{1}{2 \log \frac{60.4012}{2 * 0.0015} + 1.74} \right)^2$$

$$f = 9.3 * 10^{-3}$$

Entonces:

$$hf = \frac{8 * f * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

$$hf = \frac{8 * 9.3 * 10^{-3} * 481 * (1.17 * 10^{-3})^2}{\pi^2 * 9.81 * 0.0604012^5}$$

$$hf = \frac{4.90 * 10^{-5}}{7.78 * 10^{-5}}$$

$$hf = 0.63 \text{ m}$$

Perdida de presión total (Jt):	0.63 m
Presión disponible (H-Jt):	23.37 m
Diámetro interior 2" RDE 51= 6.04 cm	
Velocidad:	0,65 m/s

4.8. PLANTA DE TRATAMIENTO

En la actualidad ningún agua en su estado natural es apta para el consumo humano; además, siempre se requerirá un tratamiento mínimo de cloración con el fin de prevenir la contaminación con organismos patógenos durante la conducción del agua. (Valencia, 2000).

De acuerdo a los análisis físico-químicos del agua del Rio Frio del municipio de Rivera se pudo elegir una planta de tratamiento la cual cumpliera con las leyes para que el agua se de consumo humano; la empresa Acuatécnica de acuerdo a

los análisis suministro la información de la planta que servía para estas condiciones.

Tabla 14. Análisis físico-químico del agua de Rio Frio.

PARAMETROS	UNIDADES	RESULTADO
FISICOQUIMICO		
Alcalinidad total	mg CaCO ₃ /l	68
Aluminio	mg Al/l	0,004
Calcio	mg Ca/l	11
Cloruros	mg Cl/l	12,5
Color	U.P.C	20
Dureza total	mg CaCO ₃ /l	45
Hierro total	mg Fe/l	0,03
Magnesio	mg Mg/l	1,75
Nitratos	mg NO ₃ /l	0
Nitritos	mg NO ₂ /l	0
PH	Unidades de pH	6,7
Color y sabor		Inobjetable
Solidos totales	mg/l	84
Sulfatos	mg SO ₄ /l	1
Turbidez	UNT	4,2
MICROBIOLOGICO		
Coliformes totales	UFC/100cm ³	520
Escherichia coli	UFC/100cm ³	340

Fuente: www.rivera-huila.gov.co

El sistema MINIPACK de Acuatécnica es un reactor de tratamiento de agua, con procesos completos: adición de químicos, mezcla, floculación, sedimentación, filtración y cloración. Utilizada para abastecer pequeñas comunidades y adaptada a nuestro medio con tecnología apropiada. El MINIPACK es una planta muy compacta, de operación simple y confiable, además, fácil de transportar e instalar.

PRINCIPIO DE OPERACIÓN:

LLEGADA DE AGUA CRUDA:

El agua cruda llega al vórtice de entrada localizado aproximadamente a 2 metros sobre la base del sistema, mientras la válvula manual regula un caudal constante;

en éste vórtice se reciben los productos químicos que son inmediatamente mezclados en línea.

DOSIFICACIÓN:

A continuación del control de entrada se encuentran los ductos de alimentación de productos químicos para lo cual se utilizan diversos sistemas de dosificación que pueden clasificarse como:

- a) A presión tipo Poot Feeder para trabajar en línea.
- b) Eléctricos, si existe energía eléctrica en el sitio.

Sin importar el sistema utilizado, una vez introducidos los reactivos, son mezclados completamente con el agua en la cámara del vórtice de entrada que son parte integral de la unidad. Los productos químicos normalmente utilizados son: sulfato de alumina, carbonato de soda e hipoclorito para desinfección.

FLOCULACIÓN:

Se efectúa en la primera cámara en un compartimiento cónico, donde el flujo ascendente crea un efecto de microturbulencia perfectamente calculado y provisto de sus orificios difusores. Se cuenta en ésta cámara con drene de lodos y vertedero rectangular a la cámara de sedimentación.

SEDIMENTACIÓN:

Se efectúa en la segunda cámara, en la cual está especialmente dispuesto un módulo de sedimentación de alta tasa de flujo laminar ascendente y constituido esencialmente por un módulo multitubular inclinado, colocado a 60 grados.

El agua aquí clarificada es descargada mediante un vertedero a la unidad de filtración.

FILTRACIÓN:

El agua clarificada llega a la unidad de filtración en forma vertical descendente y es filtrada a presión por medio de la cabeza hidráulica disponible la cual a la vez la envía al tanque de almacenamiento bajo. La unidad está compuesta por falso fondo con hidroesferas de microranura que eliminan la necesidad de gravas de soporte a la vez que ayudan a turbular y producir un choque de partículas en el retrolavado lo que lo hace muy eficiente. Los lechos son arenas silíceas de gradación y selección especial que pueden combinarse con antracita. El flujo de agua filtrada para al tanque de almacenamiento dispuesto por el cliente para su distribución a los puntos de servicio.

4.9 TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Se diseñó para construirse en el K0+639 y cota 974 m.s.n.m., en concreto reforzado, con capacidad igual a 1/3 del caudal máximo diario (Q.M.D).

- Caudal de diseño = 0.13 L/s = 11.23 m³/día
- Volumen (tanque) = 12 m³

El tiempo máximo de llenado:

$$t_{\text{máx}} = \frac{\text{volumen}}{q_{\text{md}}} = \frac{12\text{m}^3}{1.08 \text{ m}^3/\text{hr}}$$

$$t_{\text{máx}} = 11.1 \text{ horas} = 11 \text{ horas y } 6 \text{ minutos}$$

Se utilizará una altura útil (h) igual a 1,2m + 0,3m de BL= 1,5 m

$$A = \frac{V}{H} = 8\text{m}^2$$

Por lo tanto se optó por un tanque con las siguientes dimensiones:

$$\begin{aligned} L &= 4 \text{ m} \\ A &= 2 \text{ m} \\ h &= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

4.10 CÁLCULOS ESTRUCTURALES DEL TANQUE.

Altura = 1.5 m con 0.3 m de borde libre

$$L = 4 \text{ m}$$

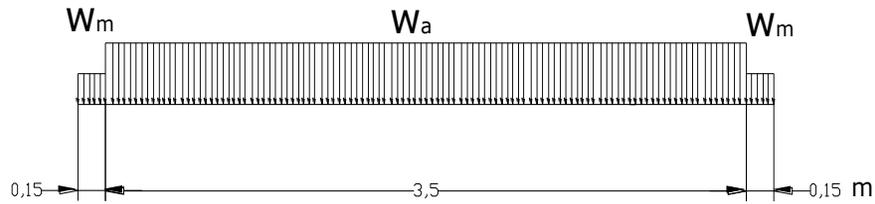
$$A = 2 \text{ m}$$

Muros de ladrillo = 3.5 KN / m²

$$h = L / 20 = 4 / 20 = 0.2 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Peso propio} = b * h * 24 = 1.0 * 0.2 * 24 = 4.8\text{KN} / \text{m} = 480 \text{ Kg} / \text{m}$$

Se diseñó por metro lineal.



Total de cargas = 18.8 KN / m²

$$M = \frac{18.8 * 4.3^2}{8} = 43.45 \text{ KN} - m$$

$$K = \frac{M}{b * d^2} = \frac{43.45}{1 * 0.20^2} = 1086.25$$

$$As = \rho * b * d = 0.0033 * 200 * 4300 = 2838 \text{ mm}^2$$

Son 10 # 6 a 23 cm

Hierro secundario:

$$As = \rho * b * d = 0.0018 * 200 * 2400 = 828 \text{ mm}^2$$

Son 7 # 4 a 61 cm

4.11 RED DE DISTRIBUCIÓN

Por tratarse de ramales abiertos se calcula la red de distribución teniendo en cuenta el consumo unitario por metro de longitud. Se diseña con el consumo medio diario (q.m.d).

qmd = 0.3 L/s
 Longitud total de la red = 841.1 m

El consumo unitario

$$qu = \frac{qmd}{\text{longitud total de la red}} = 0,00036 \text{ l/s/m}$$

Con un K1 = 1.4 y K2 = 1.7, el caudal máximo horario por metro lineal de longitud es:

$$qMH = K1 * K2 * qu = 1.4 * 1.7 * 0.00077 = 0.00086 \text{ l/s/m}$$

Para el cálculo de la red se utiliza tubería RDE 21 PVC de diámetros de ¾” hasta 3”. Este RDE utilizado está determinado por las normas RAS 2000; donde establece que para el diseño de una red hidráulica para acueducto rural, se debe calcular con este tipo de RDE; así quede sobre-diseñado.

En la tabla 14. Se muestra la longitud de los tramos utilizados en la distribución de la red, el caudal que debe conducir cada tramo y el caudal de diseño el cual esta incrementado por dos constantes por seguridad, diámetro de la tubería utilizada en el tramo y lo más importante la presión estática y la piezométrica; esta última muestra con que presión se cuenta en cada punto o vivienda; las cuales están sombreadas de color azul.

De acuerdo a la ecuación de Hazen-Williams, para pérdidas en tuberías mayores de 2 pulgadas:

$$f = 0.0985 \frac{Q^{1.85}}{D^{4.866}}$$

Para el tramo del tanque de almacenamiento al punto 22 las pérdidas son:

$$f = 0.0985 \frac{11.13^{1.85}}{3.166^{4.866}}$$

$$f = 0.03$$

Pérdida de presión unitaria (Ju):	0.03 m/100m
Pérdida de presión total (Jt):	0.11 m

Para tuberías de diámetros iguales o menores de 2 pulgadas se utilizó la ecuación de Darcy-Weisbach:

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

En términos de caudal, la ecuación se transforma en:

$$hf = \frac{8 * f * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

- Donde
- h_f =pérdida de carga, m.
 - f = coeficiente de rozamiento
 - L = longitud de la tubería, m.
 - V = velocidad media, m/s.
 - D = diámetro de la tubería, m.

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
 Q = caudal, m³/s

Si se conoce o puede estimarse el valor de ε (rugosidad absoluta) se puede obtener el valor de f por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{2\varepsilon\epsilon} + 1.74$$

Para el tramo 22-23 y los demás se realizaron los cálculos con la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{2\varepsilon\epsilon} + 1.74$$

$$f = \left(\frac{1}{2 \log \frac{D}{2\varepsilon\epsilon} + 1.74} \right)^2$$

$$f = \left(\frac{1}{2 \log \frac{54.585}{2 * 0.0015} + 1.74} \right)^2$$

$$f = 9.5^{-3}$$

Entonces:

$$hf = \frac{8 * f * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

$$hf = \frac{8 * 9.5^{-3} * 55 * (3.9 * 10^{-4})^2}{\pi^2 * 9.81 * 0.054585^5}$$

$$hf = \frac{6.4^{-7}}{4.69^{-5}}$$

$$hf = 0.03 \text{ m}$$

Tabla 15. Resultados de la red de distribución

Tramo	Q	Caudal Tto.	Long.	Q dis.	Ø	P. Carga	ΣJ	Cota	Terr.	P. Estática		P. Dinámica	
	(l/s)	(l/s)	(m)	(l/s)	Pul	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Ta-22	0,137	0,295	380	0,702	3	0,11	0,11	974	954	0	20		19,89
22-23	0,02	0,164	55	0,39	2	0,03	0,14	954	952	20	22	19,51	21,86
23-24	0,013	0,136	36	0,324	2	0,02	0,16	952	952	22	22	21,45	21,84
23-A	0,009	0,009	24	0,021	1	0,01	0,15	952	953	22	21	21,45	20,85
24-25	0,014	0,107	40	0,255	2	0,25	0,41	952	951	22	23	21,42	22,59
24-B	0,008	0,008	21,6	0,019	1	0,01	0,17	952	951	22	23	21,42	22,83
24-C	0,008	0,008	23,6	0,019	1	0,01	0,17	952	952	22	22	21,42	21,83
25-26	0,011	0,093	30	0,221	1,5	0,02	0,43	951	951	23	23	22,02	22,57
26-D	0,006	0,034	15,3	0,081	1	0,01	0,44	951	951	23	23	21,98	22,56
D-L	0,01	0,031	29	0,074	1	0,01	0,45	950	949	24	25	21,96	24,55
L-K	0,01	0,01	29	0,024	1	0,01	0,46	949	949	25	25	23,94	24,54
L-J	0,011	0,011	29,8	0,026	1	0,01	0,47	949	949	25	25	23,94	24,53
26-E	0,011	0,045	31,2	0,107	1	0,03	0,46	951	950	23	24	21,98	23,54
E-F	0,011	0,034	30,1	0,081	1	0,01	0,47	950	950	24	24	22,92	23,53
F-G	0,01	0,024	26,9	0,057	1	0,01	0,48	950	950	24	24	22,89	23,52
G-H	0,007	0,014	20,5	0,033	1	0,01	0,49	950	950	24	24	22,88	23,51
H-I	0,007	0,006	19,1	0,014	1	0,01	0,5	950	950	24	24	22,87	23,5

Fuente: Carreño, 2010.

Tabla 16. Presupuesto del diseño.

BOCATOMA				
Materiales	Unidades	Cantidad	Valor U.	Valor Total
Concreto de 4000 PSI	m3	7.87	382452	3009897.2
Varilla 3/8	Kg	16.8	2000	33600
Varilla 1/2	Kg	77.5	2000	155000
Varilla 5/8	Kg	74.5	2000	149000
Alambre dulce	Kg	1	2000	2000
Excavacion	m3	5.5	12000	66000
ADUCCION (camara de recoleccion-desarenador)				
Tuberia PVC RDE 51 de 2``	UND	28	25450	712600
Soldadura PVC	Galones	1/4	58000	58000
Excavacion m3	m3	37.92	12000	455040
Relleno con material proveniente de la excavacion	m3	34	5000	170000
DESARENADOR				
Concreto de 4000 PSI	m3	18.2	382452	6960626.4
Excavacion	m3	42.5	12000	510000
CONDUCCION DESARENADOR-TANQUE DE ALMACENAMIENTO				
Tuberia PVC RDE 51 de 2``	UND	83	25450	2112350
Soldadura PVC	Galones	1/4	58000	58000
Excavacion	m3	115.44	12000	1385280
Relleno con material proveniente de la excavacion	m3	104	5000	520000
PLANTA DE TRATAMIENTO- TANQUE DE ALMACENAMIENTO				
PTAP compacta	UND	1	58185600	58185600
Concreto de 4000 PSI	m3	3.17	382452	1212372.8
Varilla 3/8	Kg	23.52	2000	47040
Varilla 3/4	Kg	80.46	2000	160920
Bloque # 5	UND	252	500	126000
RED DE DISTRIBUCION				
Tuberia PVC RDE 21 de 3``	UND	65	85714	5571410
Tuberia PVC RDE 21 de 2``	UND	23	38450	884350
Tuberia PVC RDE 21 de 1.5``	UND	6	24010	144060
Tuberia PVC RDE 21 de 1 ``	UND	52	10499	545948

Continuación Tabla 16. Presupuesto del diseño.

Soldadura PVC	Galones	1/4	58000	58000
Excavacion	m3	201.86	12000	2422320
Relleno con material proveniente de la excavacion	m3	173	5000	865000
			TOTAL	86580414.4

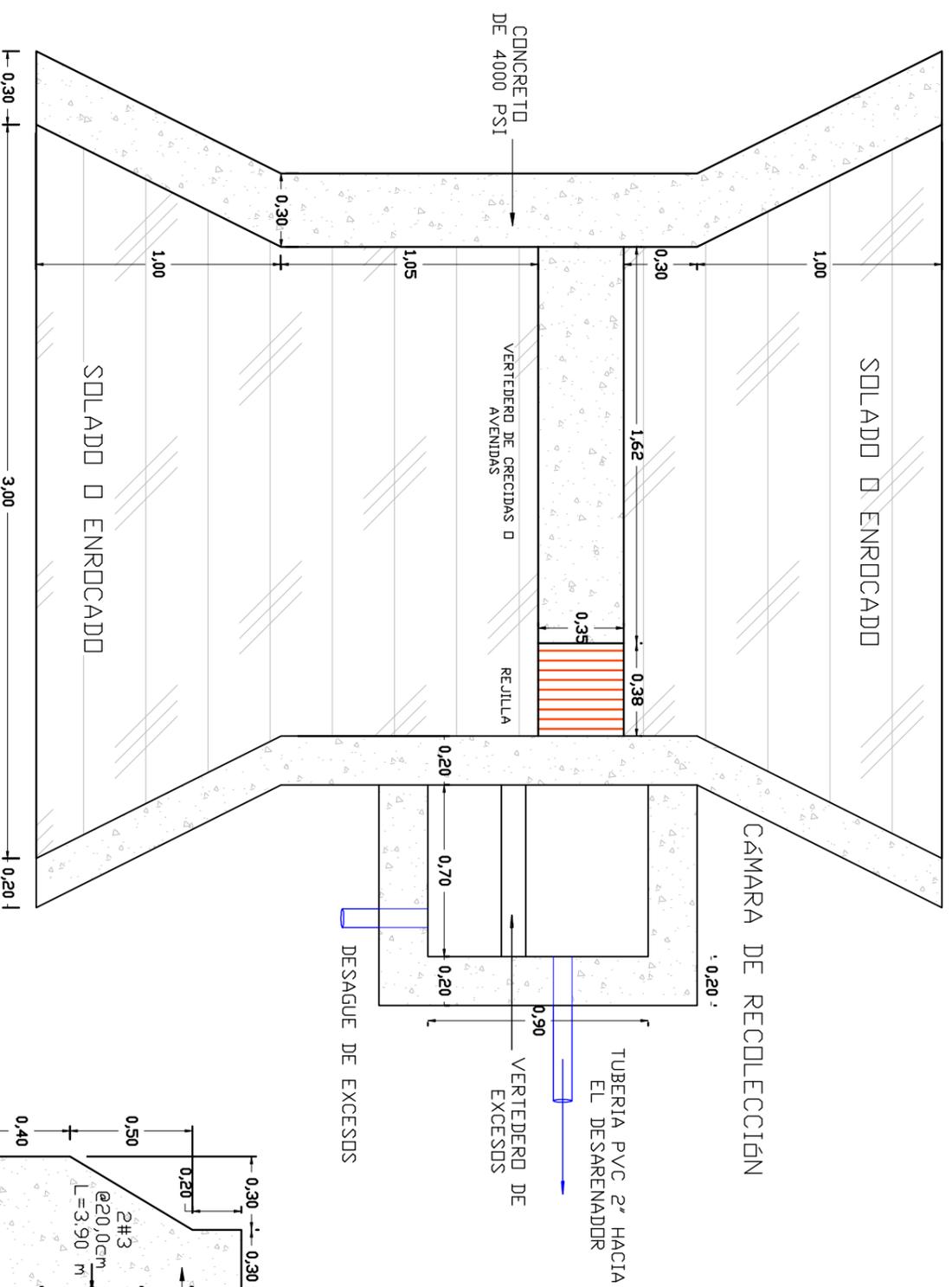
5. CONCLUSIONES

- El caudal con el cual se diseñó el acueducto veredal para el Condominio Colina Campestre fue de 0.91 LPS, se utilizó la metodología de Lopez Cualla para el diseño de las obras (bocatoma, desarenador).
- El número de familias que se podrán beneficiar con el diseño del proyecto del acueducto veredal para el Condominio Colina Campestre es de once.
- La topografía del terreno en el cual se trazó la línea de aducción del acueducto permite que sea diseñado por gravedad debido a la gran diferencia de cotas que es de 54 metros.
- El presupuesto para el diseño del acueducto es de \$86580414.4; e incluye los materiales de obra para la construcción de los elementos diseñados en el diseño del mismo.

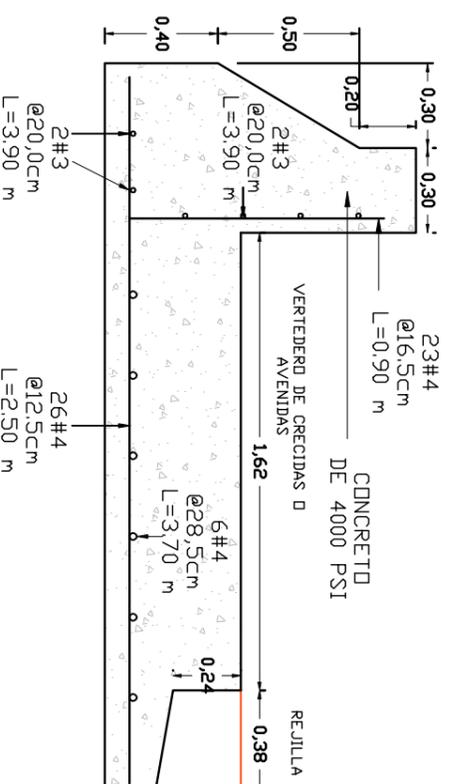
BIBLIOGRAFIA

- ARBOLEDA, Jorge V. 2000. Teoría y práctica de la Purificación del agua. Tomo 1 y 2.
- CAMERO CABRERA, Juan. Diseño de un acueducto rural para las veredas Los Olivos y El Socorro en el municipio El Agrado, departamento del Huila. Neiva, 2006. Tesis (Ingeniero Agrícola). Universidad Surcolombiana. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Agrícola.
- CORCHO, Freddy y DUQUE, José. Acueductos: Teoría y Diseño. Universidad de Medellín. Centro de Investigaciones.
- LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Febrero de 1995.
- LOPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda edición. 2003.
- MAYS, L. 2000. Manual de Sistemas de Distribución de Agua. Editorial McGraw-Hill.
- McGEE, T. 1999. Abastecimiento de agua y alcantarillado. Editorial McGraw-Hill.
- PEREZ, L. 2005. Acueductos a presión. Nociones básicas de diseño. Universidad de Buenos Aires.
- PRIETO, C. 2004. El agua. Sus formas, efectos, abastecimientos, usos daños, control y conservación. Segunda edición. Ecoe Ediciones. Pág. 41.
- Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico. RAS-2000. Títulos B y C.
- <http://rivera-huila.gov.co/index.shtml>
- http://www.nyfdecolombia.com/inicio_files/pdf/plantasportatiles.pdf
- <http://www.napier-reid.com/Include/pdf/sp/WTP.pdf>

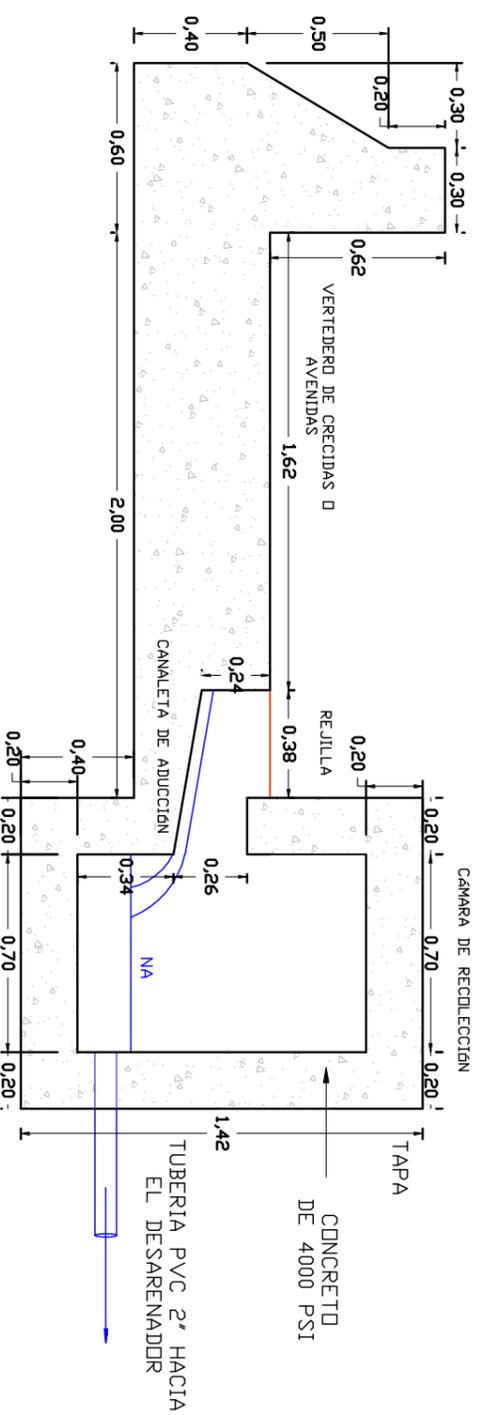
PLANTA



DISTRIBUCIÓN DE HIERROS



PERFIL



UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERIA

Proyecto:
DISEÑO DEL ACUEDUCTO DEL CONDOMINIO COLINA CAMPESTRE UBICADO EN LA VEREDA TERMOPILAS, MUNICIPIO DE RIVERA (HUILA).

Contiene:
BOCATOMA DE FONDO

Nombre:
Jonathan David Carreño Mesa
2002201593

Observación:

Medidas en metros (m)

Localización:

**Vereda Termopilas,
Rivera- Huila**

Escala:

1 : 25

Director del Proyecto:

Ing. Jaime Izquierdo Bautista

Dibujó:

Jonathan David Carreño Mesa

Plano:

1



UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERIA

Proyecto:

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO DEL
CONDOMINIO COLINA
CAMPESTRE UBICADO EN LA
VEREDA TERMOPILAS,
MUNICIPIO DE RIVERA (HUILA).**

Contiene:

TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Nombre:

**Jonathan David Carreño Mesa
2002201593**

Observación:

Medidas en metros (m)

Localización:

**Vereda Termopilas,
Rivera- Huila**

Escala:

1 : 50

Director del Proyecto:

Ing. Jaime Izquierdo Bautista

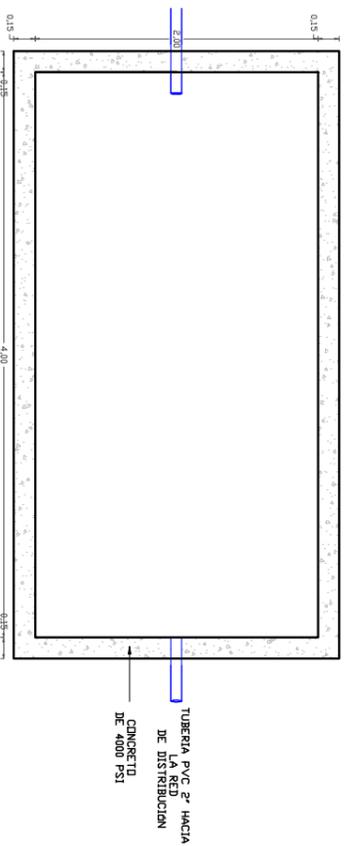
Dibujó:

Jonathan David Carreño Mesa

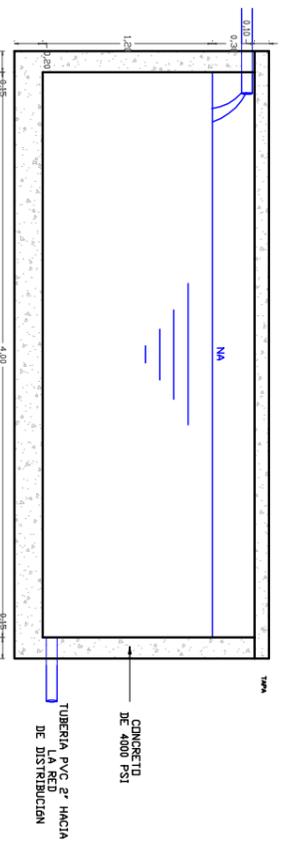
Plano:

3

PLANTA



PERFIL



DISTRIBUCIÓN DE HIERROS

