

**DISEÑO ACUEDUCTO BATALLÓN DE ASALTO FLUVIAL DE I.M No 3  
BAHIA SOLANO CHOCO**

**ALEXANDER BENAVIDES PEÑA**

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA AGRÍCOLA  
NEIVA  
2010**

**DISEÑO ACUEDUCTO BATALLÓN DE ASALTO FLUVIAL DE I.M No 3  
BAHIA SOLANO CHOCO**

**ALEXANDER BENAVIDES PEÑA**

Trabajo de grado presentado como requisito para optar el titulo de  
**INGENIERO AGRÍCOLA**

**ING. JAIME IZQUIERDO BAUTISTA**  
Director del Proyecto

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA AGRÍCOLA  
NEIVA  
2010**

Nota de aceptación

---

---

---

---

Presidente del Jurado

---

Jurado

---

Jurado

Neiva, Julio de 2010

## **DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTO**

A mis padres que me dieron la vida y me supieron educar, quienes me forjaron una niñez llena de amor; el hombre integro que soy hoy en día, es gracias a ustedes, padres. Te pido Dios que los protejas.

A los profesores del programa de ingeniería agrícola que gracias a los conocimientos que me aportaron, logre alcanzar el objetivo más importante dentro de mi proyecto de vida.

Gladis Quino, secretaria del Programa de Ingeniería Agrícola. Quien fue una segunda madre para mí y me apoyo para sacar mi proyecto de grado adelante.

## TABLA DE CONTENIDO

	Pag,
INTRODUCCION	
1.0 MARCO TEORICO	14
1.1 ACUEDUCTO RURAL.	14
1.2 COMPONENTES DE UN ACUEDUCTO RURAL	14
1.2.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO	14
1.2.2 OBRAS DE CAPTACIÓN	14
1.2.2.1 BOCATOMA DE FONDO	15
1.2.3 ADUCCIÓN DESDE LA BOCATOMA AL DESARENADOR	15
1.2.4 DESARENADOR	15
1.2.4.1 COMPONENTES DEL DESARENADOR	16
1.2.4.2 PARÁMETROS DE DISEÑO	16
1.2.5 OBRA CONDUCCIÓN PRINCIPAL	16
1.2.6 ACCESORIOS Y ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS	17
1.3 ANTECEDENTES	17
2.0 METODOLOGÍA	21
2.1 CARACTERISTICAS DE LA LOCALIDAD	21
2.1 UBICACIÓN	22
2.1.1 CLIMATOLOGIA	22
2.1.3 ACCESO A LA LOCALIDAD	22
2.1.4 ASPECTO DEMOGRÁFICO	22
2.1.5 ENERGÍA ELÉCTRICA	23

2.1.6 CONDICIONES SANITARIA	23
2.1.7 ACUEDUCTO	23
2.2 TRABAJO DE CAMPO	23
2.3 DISEÑO	23
3.0 RESULTADOS	25
3.1 DISEÑO HIDRÁULICO	25
3.1.1 NIVEL DE COMPLEJIDAD	25
3.1.2 PERIODO DE DISEÑO	25
3.1.3 DOTACIONES	26
3.1.4 DOTACION NETA	26
3.1.5 DOTACIÓN BRUTA.	27
3.2 CALCULO DE LA POBLACION	27
3.3 DEMANDA	27
3.3.1 CAUDAL MEDIO DIARIO	28
3.3.2 CAUDAL MÁXIMO DIARIO:	28
3.3.3 CAUDAL MAXIMO HORARIO	28
4.0 DISEÑO DE LA CAPTACIÓN	29
4.1 DISEÑO DE LA BOCATOMA	29
4.1.1 ALTURA DE LA LÁMINA DE AGUA	29
4.1.2 CONTRACCIONES LATERALES (L)	30
4.1.3 DISEÑO DEL CANAL DE ADUCCIÓN	31
4.1.4 NIVELES EN EL CANAL DE ADUCCION	34
4.1.5 DISEÑO CAMARA DE RECOLECCION	37
4.1.6 CÁLCULO DE LA ALTURA DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.	38

4.1.7 CÁLCULO DEL CAUDAL DE EXCESOS	38
4.1.8 CÁLCULO DEL ALIVIADERO	40
4.1.9 POZO DE AMORTIGUACIÓN	42
5.0 DISEÑO LÍNEA DE CONDUCCIÓN BOCATOMA – DESARENADOR	46
6.0 DISEÑO DESARENADOR	47
6.1 DIMENSIONES DEL TANQUE	49
6.2 CÁLCULOS DE LOS ELEMENTOS DEL DESARENADOR	51
6.3 ALMACENAMIENTO DE LODOS	53
7 REDES DE DISTRIBUCIÓN	56
8 DISEÑO ESTRUCTURAL	57
8.1 MURO FRONTAL	58
8.1.1 CAMARA DERIVADORA	60
8.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DESARENADOR	61
8.2.1 MUROS LATERALES PRINCIPALES	61
8.2.2 MUROS CARA INTERIOR	62
8.2.3 CALCULO DE LA PLACA DE FONDO	63
8.2.4 CÁLCULO DE LA TAPA DEL TANQUE	64
8.3 CAMARA DE AQUIETAMIENTO	65
9.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	66
BIBLIOGRAFIA	
ANEXOS	

## LISTA DE ABREVIATURAS

bl	= Borde libre
h	=Profundidad
B	= Ancho
TRH	= Tiempo de Retención Hidráulica
As	= Área superficial
V	= Volumen
V	= Velocidad
VH	= Velocidad Horizontal
Vs	= Velocidad de sedimentación
SS	= Sólidos Suspendidos
m.s.n.m	= Metros sobre el nivel del mar
mm	= Milímetros
L	= Litros
Dn	= Dotación neta
Dm	= Dotación mínima
Db	= Dotación bruta
Pf	= Población futura
Pa	= Población actual
Cmd	= caudal medio diario
CMD	= Caudal máximo diario
CMH	= Caudal máximo horario
Lr	= Longitud de la rejilla
K	= Coeficiente de construcción
Qd	= Caudal de diseño
Vb	= Velocidad atreves de los barrotes
An	= Área neta



## LISTA DE TABLAS

	Pág.
TABLA 1: Asignación del nivel de complejidad	25
TABLA 2: Periodo de diseño según el Nivel de Complejidad del Sistema.	25
TABLA 3: Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema.	26
TABLA 4: Variación a la dotación neta según el clima y el nivel de Complejidad del Sistema	26
TABLA 5: Porcentaje admisible de pérdidas técnicas	27
TABLA 6: Coeficiente de consumo máximo diario, K1	28
TABLA 7: Coeficiente de consumo máximo horario, K2.	28

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
Figura No. 1. Componente del desarenador	16
Figura No. 2. Sacos terreros organizados	18
Figura No. 3. Sacos terreros después de una creciente	19
Figura No. 4. Filtro artesanal	19
Figura No. 5. Deterioro manguera de polietileno	20
Figura No. 6 Ubicación geográfica del proyecto	21
Figura No. 7. Rejilla de captación	32
Figura No.8 Perfil del canal de aducción	35
Figura No. 9. Corte de la cámara de recolección	37
Figura No. 10. Relaciones analíticas entre F y h/Y, para un vertedero de cresta ancha ( Foster y Skrinde)	43
Figura No. 11 Diseño del Pozo de Amortiguación	44
Figura No. 12 Esquema Pozo de Amortiguación	45
Figura No. 13 Conducción Bocatoma – Desarenador	46
Figura No. 14 Desarenador – Planta	47

## **RESUMEN**

El batallón de infantería de marina en Bahía Solano Chocó obtiene el suministro de agua potable en una quebrada ubicada en la cima del cerro que se encuentra al frente, donde el sistema de captación son unos sacos terreros que están enlazados, conduciendo el agua en forma manual con manguera, siendo esta práctica inadecuada, ya que no cumple con ningún requisito para el suministro de agua potable.

Este proyecto busca presentar una propuesta para mejorar el suministro y la calidad del agua potable en las instalaciones del batallón, presentado el diseño de un acueducto que cuente con las estructuras básicas que son: captación, conducción, almacenamiento y red de distribución.

## **ABSTRACT**

The battalion of Marines in Bahia Solano Chocó get drinking water supply in a ravine located on the top of the hill which lies to the front where the intake system are some sandbags that are linked, leading the water manually hose, this practice still inadequate, it does not comply with any requirement for the supply of drinking water.

This project seeks to present a proposal to improve the supply and quality of drinking water facilities in the battalion, presented the design of an aqueduct that has the basic structures are: collection, transmission, storage and distribution network

## INTRODUCCIÓN

Una unidad militar en un sitio apartado al igual que un asentamiento humano, por pequeño que sea necesita disponer de un sistema de aprovisionamiento de agua que satisfaga sus necesidades vitales, siendo el abastecimiento de esta la primera necesidad que debe ser cubierta.

El aprovechamiento de las aguas superficiales, en especial las de un río, constituye una de las formas más antiguas de uso del agua. En los tiempos antiguos las ciudades se ubicaban en las orillas de los ríos para poder aprovechar sus aguas fácilmente. En la actualidad con el crecimiento de la población, la expansión urbana, el aumento de las demandas y otros factores determinaron la necesidad de construir proyectos de abastecimiento de agua para la población.

Estos proyectos son diseñados mediante el cálculo del conjunto de obras hidráulicas construidas para suministrar agua potable a la comunidad. Las estructuras básicas son: captación, conducción, almacenamiento, red de distribución y domiciliarias.

Se diseñará un acueducto rural que mejore el suministro de agua potable y no se siga llevando a cabo prácticas antiguas que son inadecuadas e insuficientes, que genera problemas ambientales y no garantiza la calidad del agua, por eso en este estudio se tendrá en cuenta el diseño de los componentes de un acueducto rural y reglamentos necesarios.

## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseño acueducto Batallón de Asalto Fluvial de I.M No 3 Bahía Solano Chocó

### **Específicos**

- Hacer los análisis de los consumos y demandas de agua del Batallón de Asalto Fluvial de I.M No 3 Bahía Solano Chocó
- Realizar los cálculos hidráulicos y estructurales acorde a los parámetros exigidos a nivel nacional para la construcción de acueductos.
- Realizar el presupuesto del total de la obra así como los planos con las diferentes especificaciones técnicas.

## **1.0 MARCO TEORICO**

### **1.1 ACUEDUCTO RURAL.**

Es el conjunto de obras hidráulicas construidas para suministrar agua potable a una comunidad en el sector rural. Las estructuras básicas son: captación, conducción, almacenamiento, red de distribución y domiciliarias.

### **1.2 COMPONENTES DE UN ACUEDUCTO RURAL**

Un Minidistrito de Riego está compuesto por obras hidráulicas tales como: bocatoma, aducción bocatoma – desarenador, desarenador, red de conducción y el sistema de riego. Los elementos que hacen parte del minidistrito de riego son:

#### **1.2.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO**

La fuente de abastecimiento de agua puede ser superficial como en los casos de ríos, lagos, embalses, o incluso aguas lluvias, o de aguas subterráneas superficiales profundas, la elección del tipo de abastecimiento depende de factores tales como localización, calidad y cantidad. (Lopez Cualla, 1995).

#### **1.2.2 OBRAS DE CAPTACIÓN**

Se conocen como 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. De acuerdo con las características de la fuente las captaciones más utilizadas son las transversales y las laterales, las captaciones transversales son utilizadas cuando

los caudales son reducidos, formando parte de este tipo de captación las de fondo, las transversales laterales y las de tubo sumergido. (Corcho 1993)<sup>1</sup>

Para el Acueducto se selecciono el tipo de Obra de Captación que se adapta a las condiciones del proyecto, lo cual es la bocatoma de fondo, por el ancho que presenta la quebrada y por encontrar un sitio apto para implementar este tipo de infraestructura

#### **1.2.2.1 BOCATOMA DE FONDO**

Es tal vez la bocatoma de más frecuente uso en nuestro medio, en especial para la proyección de pequeños acueductos rurales y minidistritos de riego. Los parámetros más significativos para el diseño son: el dimensionamiento de la rejilla, el cálculo del caudal de captación y el dimensionamiento del canal recolector entre otros. (López Cualla, 1995)

#### **1.2.3 ADUCCIÓN DESDE LA BOCATOMA AL DESARENADOR**

La conducción principal es el recorrido que efectúa el líquido desde la bocatoma pasa por el desarenador, hasta el tanque de almacenamiento o planta de tratamiento. El material que se utilice para este transporte depende directamente de la topografía del lugar y la economía de la región. Para el diseño del sistema del acueducto del BASFLIM No 3, se opto por utilizar tubería de PVC; ya que presenta menos pérdidas por fricción, resistente a los golpes, economía de precio, mayor vida útil y su peso es liviano. Pavco, 1999.

#### **1.2.4 DESARENADOR**

Es una estructura que tiene como función remover las partículas de arena de cierto tamaño, que la captación de una fuente superficial permite pasar, para

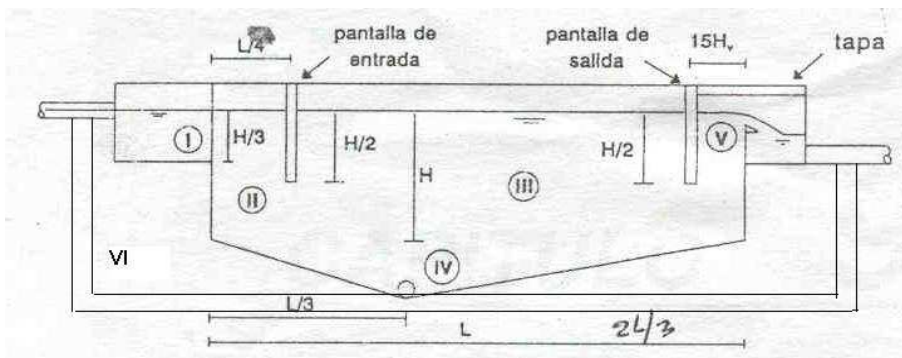
---

<sup>1</sup> CORCHO ROMERO, Freddy Hernán. Acueductos, Teorías y Diseño. Universidad de Medellín. 1993. 590 p.

evitar que se acumule en la tubería de conducción. Debe ubicarse cercano al sitio de captación para facilitar los desagües, para no perder la altura hidráulica y localizada en un sitio debidamente protegido contra posibles avenidas de la fuente. Cuando se trata de conducciones en canales abiertos, esta estructura se debe proyectar al final de la conducción y antes de entrar al tanque regulador, pues es deducible que en el recorrido captaría nuevo material arenoso. En conducciones cerradas se proyectaría al inicio de la conducción. (López Cualla, 1995)

#### 1.2.4.1 COMPONENTES DEL DESARENADOR

Cámara de quietamiento I, Entrada al desarenador II zona de sedimentación III, almacenamiento de lodos IV, pantalla deflectora, salida del desarenador V, by pass VI. (Ver Figura No.1).



**Figura No. 1.** Componentes del desarenador

#### 1.2.4.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

Temperatura y viscosidad del agua

Tamaño, forma y porcentaje a remover de la partícula de diseño.

Eficiencia de la pantalla deflectora.

#### 1.2.5 OBRA CONDUCCIÓN PRINCIPAL



Para el diseño de la Conducción se maneja por tramos a los cuales se les determina la Cota Piezométrica y estática, pérdidas por fricción (PVC UZ)<sup>2</sup>, RDE que se debe utilizar en la conducción para conocer la presión final, evitando problemas de Golpe de Ariete, entre otros.

### 1.2.6 ACCESORIOS Y ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

- **Válvula ventosa:** Son válvulas de expulsión o admisión de aire, de funcionamiento automático, que deben ubicarse en los puntos altos de la conducción. (López Cualla, 1995. p 175).

- **Válvula de purga o de lavado:** Son válvulas instaladas lateralmente, en todos los puntos bajos del trazado para evacuar los sedimentos en la tubería. (López Cualla, 1995. p 174).

- **Viaductos:** En el trayecto de la tubería se pueden presentar obstáculos tales como: zanjas, quebradas, ríos y otros fenómenos naturales, los que ocasionan la construcción de estructuras para el cruce de dichos obstáculos, denominados viaductos; estos pueden ser construidos en forma colgante o apoyados en pilotes de concreto o ladrillo dependiendo de las condiciones de resistencia del suelo y los requerimientos del viaducto, además de otros factores como topografía y el aspecto económico. (López Cualla, 1995)

### 1.3 ANTECEDENTES

En la actualidad el Batallón de Asalto Fluvial de I.M No 3, obtiene el agua de la quebrada Jella, la cual es captada en cerro Gigante, conduciéndola con manguera de polietileno hasta la base, llegando esta con bastante presión al batallón causando daño en algunas ocasiones a la tubería y llaves de paso, lo que hace

---

<sup>2</sup> PAVCO. Manual Técnico Pavco. 1999., 35 p.

de esta práctica inadecuada y perjudicial para el medio ambiente sin contar con los gastos económicos y el tiempo sin servicio por las reparaciones.

### **Diagnostico**

- Los sacos terreros no ofrecen estabilidad, como se observa en la figura 2 y 3, pues con cualquier creciente estos se esparcen.



Figura No. 2. Sacos terreros organizados



Figura No. 3. Sacos terreros después de una creciento

- Filtro artesanal, el agua baja con bastante sedimento



- Figura No. 4. Filtro artesanal

- Manguera en mal estado, este es uno de tantos tramos donde el agua se desperdicia y causa problemas de erosión.



Figura No. 5. Deterioro manguera de polietileno

## 2.0 METODOLOGÍA

### 2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA LOCALIDAD

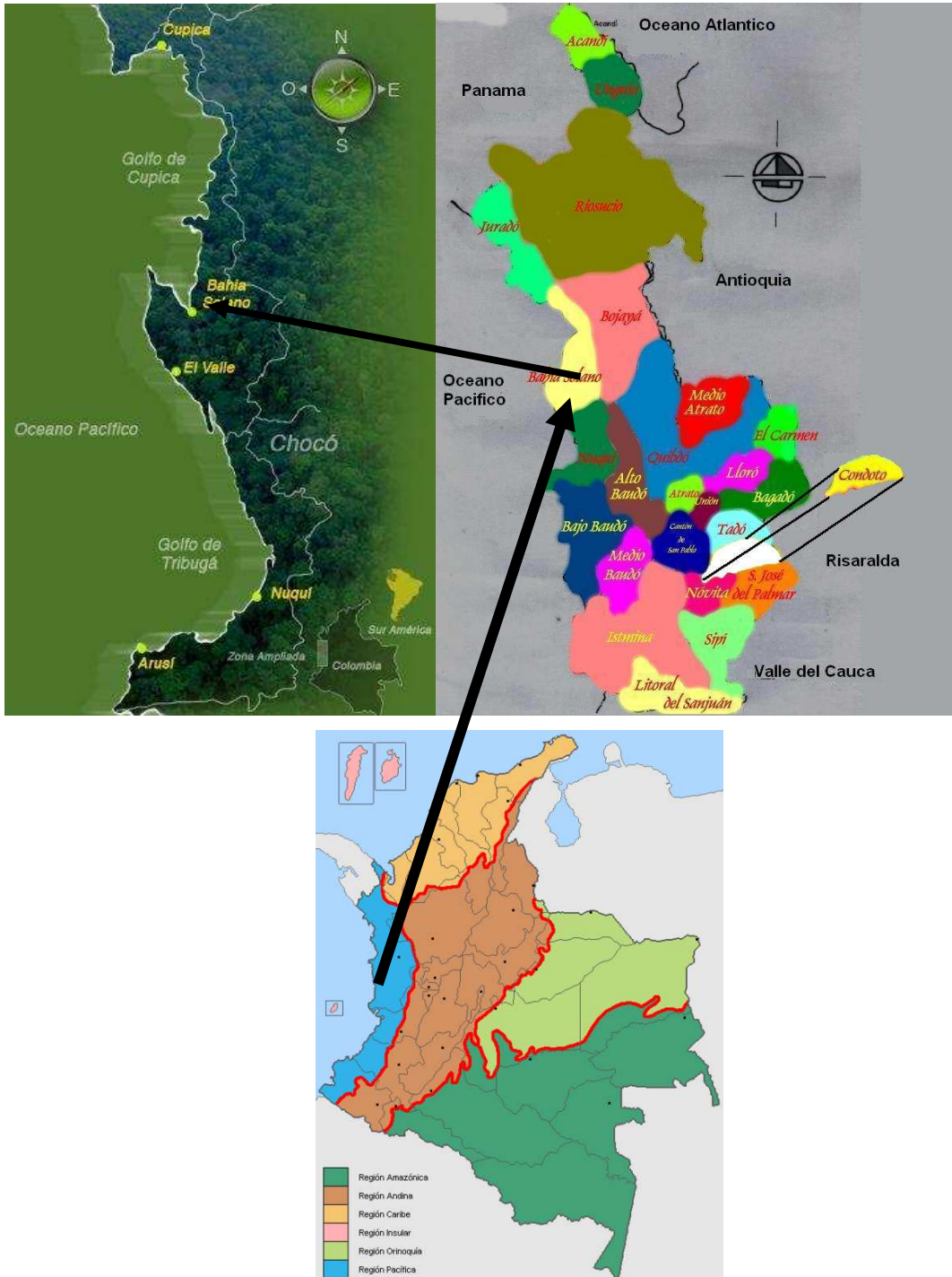


Figura No. 6 Ubicación geográfica del proyecto

## **2.1 UBICACIÓN**

El batallón de Asalto Fluvial de I.M No-3, pertenece al municipio de Bahía Solano Chocó, ubicado a una distancia aproximada de 3 Km del casco urbano.

El municipio de Bahía Solano está localizado en el flanco occidental de la serranía del Baudó, esta serranía del Baudó ocupa la parte occidental del departamento del choco.

### **2.1.1 CLIMATOLOGIA**

El promedio anual de temperatura es de 26.3°C, con alturas medias que no sobrepasan los 700 msnm, los totales anuales de precipitación normalmente superan los 5.000 mm. (IDEAM)

### **2.1.3 ACCESO A LA LOCALIDAD**

Al municipio de Bahía Solano se llega en barco o avión, en el primer caso se parte desde el puerto de Buenaventura y se tarda alrededor de 30 horas, en el segundo caso se aborda en el aeropuerto de la ciudad de Medellín y después de una hora se arriba al lugar; para llegar a la ubicación del proyecto se hace el recorrido caminando.

### **2.1.4 ASPECTO DEMOGRÁFICO**

En la base existen 13 viviendas fiscales, con un promedio de 5 habitantes/vivienda, 03 alojamientos de suboficiales, 02 alojamientos de infantes, la mayoría del personal está de paso en el Batallón, se beneficiara con este estudio 465 personas que representa el máximo de personas que pueden permanecer en un momento dado.

### **2.1.5 ENERGÍA ELÉCTRICA**

La base cuenta con el suministro de energía del municipio, pero debido a los cortes, se cuenta con una planta eléctrica propia.

### **2.1.6 CONDICIONES SANITARIA**

Las instalaciones cuenta con un sistema de alcantarillado propio, donde el agua pasa por una planta de tratamiento de aguas residuales las cual se encuentra fuera de servicio, por lo tanto las aguas servidas van directamente a las fuentes naturales.

### **2.1.7 ACUEDUCTO**

Se tiene un acueducto individual proveniente de una quebrada, donde el agua es transportada con manguera de polietileno, con el presente proyecto se espera solucionar este problema.

## **2.2 TRABAJO DE CAMPO**

Se realizaron actividades, para la toma de información necesaria para el estudio y diseño del acueducto. Los aforos se efectuaron en el sitio donde quedará la bocatoma y en el levantamiento topográfico se realizo (planimetría y altimetría) por toda la ruta de conducción de la tubería, teniendo en cuenta la ubicación de los componentes del acueducto.

## **2.3 DISEÑO**

Con la información de campo, se realizaron los cálculos hidráulicos y estructurales teniendo en cuenta los parámetros exigidos para la construcción de acueductos, el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, RAS 2000,

para el diseño hidráulico, al igual que las normas colombianas de diseño y construcción sismoresistente NSR-98, para el diseño estructura.



### 3.0 RESULTADOS

#### 3.1 DISEÑO HIDRÁULICO

En el diseño hidráulico se tuvo en cuenta los parámetros técnicos, implementado por López, Cualla 1995, con estos parámetros se desarrollo los cálculos hidráulicos de la bocatoma de fondo y desarenador de dichas obras hidráulicas.

##### 3.1.1 NIVEL DE COMPLEJIDAD

Se toma como base las especificaciones ajustadas a acueductos rurales y apoyado en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, RAS – 2000, para lo cual se clasifico el sistema en un nivel de complejidad bajo. (TABLA A.3.1)

TABLA 1: Asignación del nivel de complejidad

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana <sup>(1)</sup> (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios <sup>(2)</sup>
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Fuente: RAS – 2000

##### 3.1.2 PERIODO DE DISEÑO

Los componentes del sistema de acueducto se adoptaron para un periodo de 15 años. (TABLA B.4.2) RAS – 2000

TABLA 2: Periodo de diseño según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de Complejidad del Sistema	Período de diseño
Bajo	15 años
Medio	20 años
Medio alto	25 años
Alto	30 años

### 3.1.3 DOTACIONES

Se determina la cantidad de agua necesaria para el consumo y uso humano bajo parámetros racionales teniendo en cuenta el uso del agua, ya sea para uso domestico, industrial o publico, con estos parámetros y características de la zona determinamos la dotación neta.

### 3.1.4 DOTACION NETA

Corresponde a la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante, sin considerar las pérdidas que ocurran en el acueducto. (TABLA B.2.2) RAS – 2000

TABLA 3: Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta mínima (L/hab·día)	Dotación neta máxima (L/hab·día)
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio alto	130	-
Alto	150	-

Fuente: RAS 2000

Dotación mínima = 115 lt/hab – día

Variación de la dotación neta = + 10% de la dotación neta mínima.

(TABLA B.2.3) RAS - 2000

Dotación Neta =  $115 \times 10/100 = 12$  lt/hab – día

TABLA 4: Variación a la dotación neta según el clima y el nivel de Complejidad del Sistema

Nivel de complejidad del sistema	Clima cálido (Más 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 %	

Por lo tanto:

$$\text{Dotación Neta} = 115 + 11,5 = 126,5 \text{ lt / hab} - \text{ día}$$

### 3.1.5 DOTACIÓN BRUTA.

La dotación bruta está afectada por las diferentes pérdidas de agua que pueden afectar al sistema y que deben ser cuantificadas.(TABLA B.2.4) RAS – 2000.

TABLA 5: Porcentaje admisible de pérdidas técnicas

Nivel de complejidad del sistema	Porcentaje de pérdidas admisibles para el cálculo de la dotación bruta
Bajo	40 %
Medio	30 %
Medio alto	25 %
Alto	20 %

Fuente: RAS – 2000

$$\text{Pérdidas (\%P)} = 40\%$$

$$\text{Dotación Bruta} = \frac{126,5 \text{ lt / hab} - \text{ día}}{40/100} = 210,83 \text{ lt / hab} - \text{ día}$$

### 3.2 CALCULO DE LA POBLACION

En el batallón se encuentran alrededor de 400 infantes de marina regulares y profesionales.

Población actual: 13 viviendas fiscales con un promedio de 5 hab / vivienda.

$$Pa = Pf = 13 \times 5 + 400 = 465 \text{ habitantes}$$

La población no varía en forma significativa al tratarse de una militar donde el personal que labora se encuentra de paso.

### 3.3 DEMANDA

### 3.3.1 CAUDAL MEDIO DIARIO

$$\text{cmd} = \frac{\text{pf} \times \text{Db}}{86400} = \frac{65 \times 210,83}{86400}$$

$$\text{cmd} = 1,13 \text{ lt/s}$$

### 3.3.2 CAUDAL MÁXIMO DIARIO:

C.M.D = cmd \* K1 ; K1 de TABLA B.2.5. RAS - 2000

$$\text{C.M.D} = 1,13 * 1,30$$

$$\text{C.M.D} = 1,48 \text{ lt/s}$$

TABLA 6: Coeficiente de consumo máximo diario, K1

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

Fuente: RAS – 2000

### 3.3.3 CAUDAL MAXIMO HORARIO

C.M.H = C.M.D \* K2 = 1,6 de TABLA B.2.6 RAS – 2000

$$\text{C.M.H} = 2,36 \text{ lt / s}$$

TABLA 7: Coeficiente de consumo máximo horario, K2.

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

Fuente: RAS – 2000

## 4.0 DISEÑO DE LA CAPTACIÓN

La captación se construirá en la quebrada La Jella, donde se realizaron varios aforos en junio de 2009, utilizando el método del flotador dando un caudal promedio 50,12 lt / s. La Bocatoma será de fondo, se ubicará en la Abscisa K00+00 y cota 211.58 m.sn.m, del levantamiento topográfico.

### 4.1 DISEÑO DE LA BOCATOMA

La bocatoma tendrá un ancho de dique de 1.5 mts. Aletas a la derecha 3.0 m y a la izquierda 3.0 m aguas abajo ambos lados del dique. Se diseñará para un caudal 3 veces el caudal máximo diario (C.M.D)

Periodo de diseño	=	15 años
Población futura	=	465 habitantes
Caudal de diseño	=	$3 * 1,48 = 4,44 \text{lt / s}$

#### Aforo quebrada La Jella

Se aforó durante tres meses aforando una vez por semana dando los siguientes resultados de los caudales mostrados.

Caudal mínimo	=	32,83 lt / s
Caudal medio	=	50,12 lt / s
Caudal máximo	=	1.970 lt / s

#### 4.1.1 ALTURA DE LA LÁMINA DE AGUA

La altura de la lámina de agua sobre el vertedero para un caudal de 4,44 Lt/sg y un ancho de dique (B) de 1,5 m, se calcula mediante la siguiente expresión (López Cualla, 1995):

H = Altura de lamina de agua al paso de la rejilla

Qd = Caudal de diseño

B = Ancho del dique

$$H = \left( \frac{Qd}{1,84 \times B} \right)^{2/3}$$

$$H = \left( \frac{0,0044m^3/sg}{1,84 \times 1,5m} \right)^{2/3} = 0,014m$$

#### 4.1.2 CONTRACCIONES LATERALES (L)

Según López Cualla, 1995:

$$L = B - 0,2H$$

L = Ancho en la contracción corregido

B = Ancho de dique (m)

H = Lamina de agua (m)

$$L = 1,5m - 0,2*(0,014m) = 1,497m.$$

#### Velocidad del Agua por la rejilla (Vr)

Según López Cualla, 1995

Vr = Velocidad del agua sobre la rejilla

Qd = Caudal de diseño

L = Ancho en la contracción dique

H = Altura de lamina de agua al paso de la rejilla

$$Vr = \left( \frac{Qd}{L \times H} \right)$$

$$V_r = \left( \frac{0,0044 \text{ m}^3/\text{sg}}{1,497 \text{ m} \times 0,014 \text{ m}} \right) = 0,21 \text{ m/sg}$$

0,3m/sg < Vr < 3m/sg Según Lopez Cualla, 1995

Como 0,21m/sg < 0,23m/sg se adopta un Vr = 0,3m/sg

#### 4.1.3 DISEÑO DEL CANAL DE ADUCCIÓN

Se calcula mediante las siguientes expresiones, según López Cualla, 1995

Xs = Alcance filo Superior (m)

Vr = Velocidad del agua al paso de la rejilla

H = Altura de lamina de agua al paso de la rejilla

$$X_s = 0,36 \times V_r^{2/3} + 0,60 \times H^{4/7}$$

$$X_s = 0,36 \times (0,3 \text{ m/sg})^{2/3} + 0,60 \times (0,013 \text{ m})^{4/7} = 0,21 \text{ m}$$

Xi = Alcance filo Inferior (m)

$$X_i = 0,18 \times V_r^{4/7} + 0,74 \times H^{3/4}$$

$$X_i = 0,18 \times (0,3 \text{ m/sg})^{4/7} + 0,74 \times (0,014 \text{ m})^{3/4} = 0,12 \text{ m}$$

B = Ancho del canal de Aducción (m)

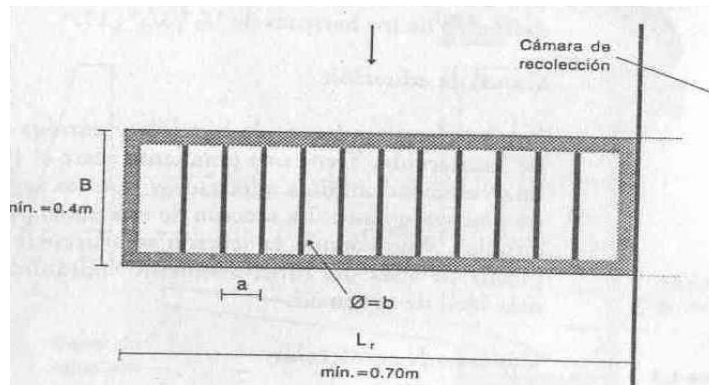
$$B = X_s + 0,1 \text{ m}$$

$$B = 0,21 \text{ m} + 0,1 \text{ m} = 0,31 \text{ m}$$

Se adopta **B = 0,4 m**

## Calculo de la rejilla

En la figura No. 7, se muestra los parámetros requeridos para el diseño de la rejilla de captación. El marco de la rejilla se construye de alas iguales de 3/16" x 1 1/4", con tres bisagras, cuatro anclajes y barras de 5/8".



**Figura No. 7.** Rejilla de captación (López Cualla, 1995)

Donde:

B = Ancho de la rejilla (m)

N = Numero de espacios entre barras.

a = Separación de orificios (m)

b = Diámetros de las barras (m)

L<sub>r</sub> = Longitud de la rejilla (m)

Área Neta (AN), según López Cualla, 1995, se calcula:

$$AN = \left( \frac{Qd}{0,9 \times V_b} \right)$$

Qd = Caudal de diseño

Velocidad a través de los barrotes hasta 0,15m/sg RAS

V<sub>b</sub> = Velocidad de captación (se asume 0.12 m/sg) Según Lopez Cualla.



$$AN = \left( \frac{0,0044 \text{m}^3/\text{sg}}{0,9 \times 0,12 \text{m}/\text{sg}} \right) = 0,041 \text{m}^2$$

Longitud de la Rejilla (Lr), según López Cualla, 1995, se calcula:

$$Lr = \left( \frac{AN \times (a + b)}{a \times B_1} \right)$$

$$B = 0,40 \text{m}$$

$$a = \text{se asume } 0,01 \text{m}$$

$$b = 5/8'' = 0,016 \text{m}$$

$$Lr = \left( \frac{0,041 \text{m}^2 \times (0,01 \text{m} + 0,016 \text{m})}{0,01 \text{m} \times 0,4 \text{m}} \right) = 0,27 \text{m}$$

Se adopta 0.70 m de longitud de rejilla

Área Neta (AN) corregida, según López Cualla, 1995, se calcula:

$$AN = B_1 \times Lr \left( \frac{a}{a + b} \right)$$

$$AN = 0,4 \text{m} \times 0,7 \text{m} \left( \frac{0,01 \text{m}}{0,01 \text{m} + 0,016 \text{m}} \right) = 0,108 \text{m}^2$$

Numero de espacio de la rejilla (N), según López Cualla, 1995, se calcula:

$$N = \frac{AN}{a \times B_1}$$

$$N = \frac{0,108\text{m}^2}{0,01\text{m} \times 0,4\text{m}} = 27\text{espacios}$$

Se adopta **27 espacios**, separado cada 1 cm entre sí.

### Condiciones finales de diseño de la rejilla

Área Neta (AN)

$$AN = a \times B_1 \times N$$

$$AN = 0,01\text{m} \times 0,40\text{m} \times 27 = 0,108\text{m}^2$$

Velocidad de captación ( $V_b$ )

$$V_b = \left( \frac{Q_d}{0,9 \times AN} \right)$$

$$V_b = \left( \frac{0,0044\text{m}^3/\text{sg}}{0,9 \times 0,108\text{m}^2} \right) = 0,045\text{m}/\text{sg}$$

Longitud de la Rejilla ( $L_r$ )

$$L_r = \left( \frac{AN \times (a + b)}{a \times B_1} \right)$$

$$L_r = \left( \frac{0,108\text{m}^2 \times (0,01\text{m} + 0,016\text{m})}{0,01\text{m} \times 0,4\text{m}} \right) = 0,70\text{m}$$

Se adopta  $L_r = 0,70\text{m}$

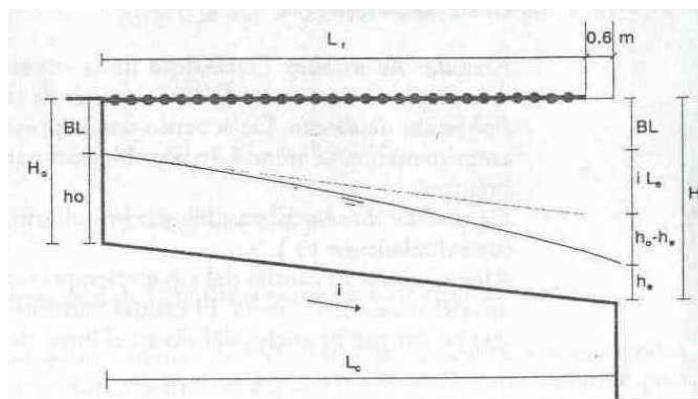
#### 4.1.4 NIVELES EN EL CANAL DE ADUCCION

En la Figura No. 8, se muestra los parámetros de diseño para el canal de aducción. La entrega a la cámara de recolección debe realizarse a descarga libre, donde

$$h_e = h_c$$

$h_e$  = Profundidad agua abajo del canal de aducción (m)

$h_c$  = Profundidad crítica (m)



**Figura No.8** Perfil del canal de aducción (López Cualla, 1995)

Aguas Abajo ( $h_e$ ), Según López Cualla, 1995, se calcula:

$$h_c = h_e = \left\{ \frac{Qd^2}{g \times B^2} \right\}^{1/3}$$

$Qd$  = Caudal de diseño ( $\text{m}^3/\text{sg}$ )

$g$  = Aceleración de la gravedad ( $9.81\text{ m}/\text{sg}^2$ )

$B$  = Ancho de la rejilla (m)

$$h_c = h_e = \left\{ \frac{(0,0044\text{m}^3/\text{sg})^2}{9,81\text{m}/\text{sg}^2 \times (0,4\text{m})^2} \right\}^{1/3} = 0,02\text{m}$$

Aguas arriba ( $h_0$ ), según López Cualla, 1995, se calcula:

$$h_0 = \left\{ 2 \times h_c^2 + \left( h_c - \frac{i \times L_c}{3} \right)^2 \right\}^{1/2} - \frac{2}{3} \times i \times L_c$$

$i$  = Se adopta una pendiente del 3.0 %, según López Cualla, 1995

$h_c$  = Profundidad crítica (m)

$L_c$  = Longitud del canal de aducción

$$L_c = L_r + \text{Espesor muro}$$

$$L_c = 0,70\text{m} + 0,2\text{m} = 0,90\text{m}$$

$$h_0 = \left\{ 2 \times (0,02\text{m})^2 + \left( 0,02 - \frac{0,03 \times 0,90\text{m}}{3} \right)^2 \right\}^{1/2} - \frac{2}{3} \times 0,03 \times 0,90\text{m} = 0,012\text{m}$$

Profundidad normal a la entrada del canal ( $H_0$ ), según López Cualla, 1995

$$H_0 = h_0 + BL$$

Se adopta  $BL = 0,15\text{m}$

$$H_0 = 0,012\text{m} + 0,15\text{m} = 0,162\text{m}$$

Profundidad normal a la salida del canal ( $H_e$ ), según López Cualla, 1995

$$H_e = h_e + (h_0 - h_e) + (i \times L_c) + BL$$

$$H_e = 0,02\text{m} + (0,012\text{m} - 0,02\text{m}) + (0,03 \times 0,9\text{m}) + 0,15 = 0,189\text{m}$$

Velocidad del agua a la salida del canal ( $V_e$ ). Según López Cualla, 1995

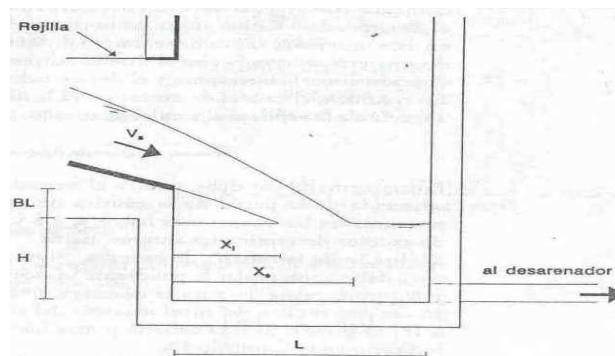
$$V_e = \left( \frac{Q_d}{B \times h_e} \right)$$

$$V_e = \left( \frac{0,0044 \text{ m}^3/\text{sg}}{0,4 \text{ m} \times 0,02 \text{ m}} \right) = 0,55 \text{ m/sg}$$

La condición es  $0,3 \text{ m/sg} < V_r < 3,0 \text{ m/sg}$ , entonces esta condición si se cumple  $V_r = 0,55 \text{ m/sg}$

#### 4.1.5 DISEÑO CAMARA DE RECOLECCION

En la Figura No. 9, se muestra los parámetros para la cámara de recolección.



**Figura No. 9.** Corte de la cámara de recolección (López Cualla, 1995)

Alcance Superior ( $X_s$ )

$V_e$  = Velocidad del agua a la salida del canal (m/sg)

$H_e$  = profundidad agua abajo del canal de aducción (m)

$$X_s = 0,36 \times V_e^{2/3} + 0,60 \times h_e^{4/7}$$

$$X_s = 0,36 \times (0,55 \text{ m/sg})^{2/3} + 0,60 \times (0,02 \text{ m})^{4/7} = 0,31 \text{ m}$$

Alcance Inferior ( $X_i$ )

$$X_i = 0,18 \times V_e^{4/7} + 0,74 \times h_e^{3/4}$$

$$X_i = 0,18 \times (0,55\text{m/sg})^{4/7} + 0,74 \times (0,02\text{m})^{3/4} = 0,13\text{m}$$

L = Ancho del canal de Aduccion (m)

$$L = X_s + 0,3\text{m}$$

$$L = 0,31\text{m} + 0,3\text{m} = 0,61\text{m}$$

**BL** = Borde libre de la cámara es de **0,15m**

**P** = Profundidad **0,65m** incluido el borde libre

Largo Se adopta L = 1,5m y ancho de 1,2m por facilidad para mantenimiento.

Según López Cualla, 1995.

#### **4.1.6 CÁLCULO DE LA ALTURA DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.**

$$Q_{\max} = 1970\text{lt/sg}$$

$$H_d = \left( \frac{1,97\text{m}^3/\text{sg}}{1,84 \times 1,5\text{m}} \right)^{2/3} = 0,8\text{m}$$

$$\text{Altura del muro} = H_d + b_l$$

$$\text{Altura del muro} = 0,8 + 0,2 = 1,0\text{m}$$

#### **4.1.7 CÁLCULO DEL CAUDAL DE EXCESOS**

Dentro de las condiciones iniciales de diseño, se ha supuesto un caudal medio del río de 50,12 li/sg. La altura de la lámina de agua en la garganta y el caudal de excesos son:

$Q_{\text{captado}}$  = caudal a través de l rejilla

$C_d$  = coeficiente de descarga = 0,3

$A_{\text{neta}}$  = área neta de la rejilla

H = altura de la lamina de agua sobre la rejilla

$$H = \left( \frac{Q}{1,84L} \right)^{2/3}$$

$$H = \left( \frac{0,05012 \text{ m}^3/\text{sg}}{1,84 \times 1,5 \text{ m}} \right)^{2/3} = 0,07 \text{ m}$$

$$Q_{\text{captado}} = (C_d \times A_{\text{neta}} \times \sqrt{2 \times g \times H})$$

$$Q_{\text{captado}} = (0,3 \times 0,108 \text{ m}^2 \times \sqrt{2 \times 9,81 \text{ m}/\text{sg}^2 \times 0,07 \text{ m}}) = 0,038 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseñado}}$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0,038 \text{ m}^3/\text{sg} - 0,0044 \text{ m}^3/\text{sg} = 0,0336 \text{ m}^3/\text{sg}$$

Las condiciones del vertedero de excesos serán:

$$H = \left( \frac{Q_d}{1,84 \times L} \right)^{2/3}$$

$$H = \left( \frac{0,0336 \text{ m}^3/\text{sg}}{1,84 \times 1,2 \text{ m}} \right)^{2/3} = 0,06 \text{ m}$$

Velocidad de excesos

$$V_e = \left( \frac{Q_{exc}}{B_{camara} \times H_{exc}} \right)$$

$$V_e = \left( \frac{0,0336m^3/sg}{0,06m \times 1,2m} \right) = 0,47m/sg$$

$$X_s = 0,36 \times V_r^{2/3} + 0,60 \times h_o^{4/7}$$

$V_e$  = Velocidad de exceso (m/sg)

$H_e$  = profundidad agua de exceso (m)

$$X_s = 0,36 \times (0,47m/sg)^{2/3} + 0,60 \times (0,06m)^{4/7} = 0,34m$$

El vertedero de excesos estará colocado a 0,64m (0,34m + 0,3m) de la pared aguas debajo de la cámara de recolección, quedando aguas arriba del mismo una distancia de 0,68m (1,5m – 0,64m).

#### 4.1.8 CÁLCULO DEL ALIVIADERO

$h$  = altura del dique hasta la cresta del veredero

$H_d$  = altura del agua sobre la cresta del vertedero

$$h/H_d = \frac{2,3m}{0,8m} = 2,9$$

Donde  $2,9 > 1,33$

$$V = Q/A$$



$$V = \frac{1,97 \text{ m}^3 / \text{sg}}{1,2 \text{ m}^2} = 1,64 \text{ m/sg}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{Q^2 / gL^2}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{(1,97 \text{ m}^3 / \text{sg})^2 / ((9,81 \text{ m/sg}^2) \times (1,5 \text{ m})^2)} = 0,56 \text{ m}$$

$$V_c = \sqrt{gY_c}$$

$$V_c = \sqrt{9,81 \text{ m/sg}^2 \times 0,56 \text{ m}} = 2,34 \text{ m/sg}$$

Perfil aliviadero

$$X^{1,85} = 2H_d^{0,85} \times Y$$

$$X^{1,85} = 2(0,8 \text{ m})^{0,85} \times Y$$

$$X^{1,85} = 1,654 \times Y$$

$$Y = 0,604 X^{1,85}$$

X	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
Y	0	0,00853	0,031	0,065	0,111	0,168	0,235	0,312	0,4

X	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Y	0,497	0,604	0,72	0,846	0,981	1,126	1,279	1,441	1,612

X	1,8	1,9	<b>2,0</b>	2,1	2,2	2,3
Y	1,792	1,980	<b>2,177</b>	2,383	2,597	2,820

#### 4.1.9 POZO DE AMORTIGUACIÓN

Velocidad al pie del dique

$$Z = h + Hd$$

$h$  = Altura del dique

$Hd$  = Altura de la lamina de diseño

$$Z = 2,3\text{m} + 0,8\text{m} = 3,1\text{m}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \times g \times (Z - 0,5 \times Hd)}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \times 9,81\text{m/sg}^2 \times (3,1\text{m} - 0,5 \times 0,8\text{m})} = 7,27\text{m/sg}$$

Calculo de la altura del agua en la base del aliviadero

$$Y_1 = \frac{Q_{\max}}{V_1 \times L}$$

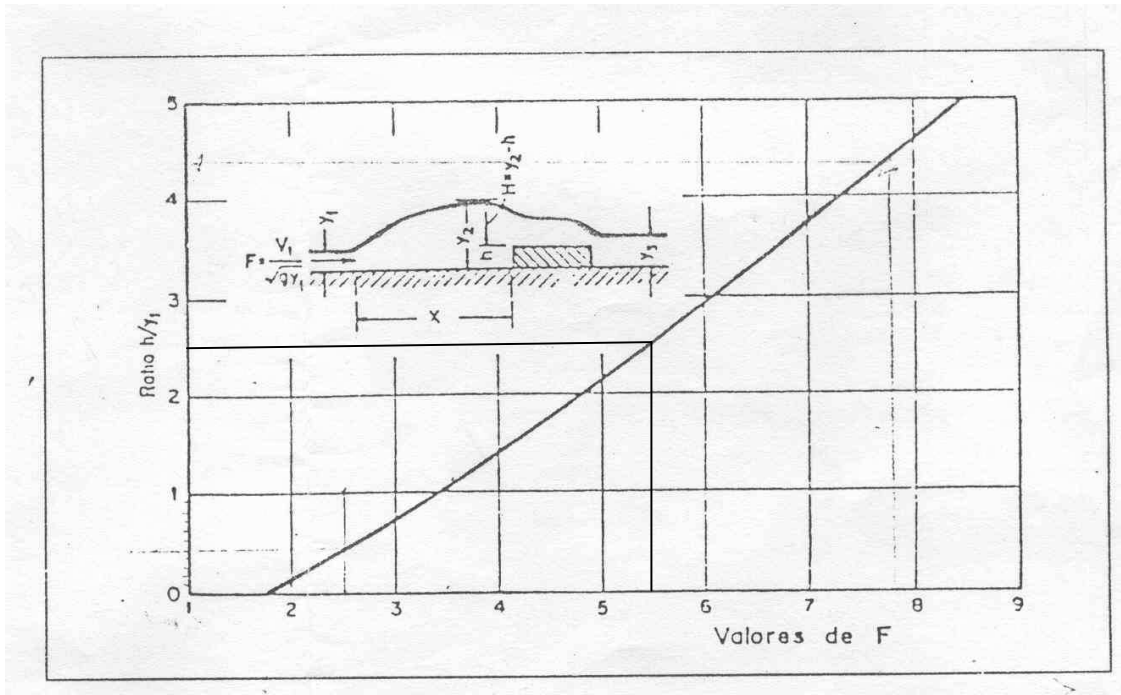
$$Y_1 = \frac{1,97\text{m}^3/\text{sg}}{7,27\text{m/sg} \times 1,5\text{m}} = 0,18\text{m}$$

Calculo Número de Fraude (altura del dentellon)

$$F_1 = \left( \frac{V_1}{\sqrt{g \times Y_1}} \right)$$

$$F_1 = \left( \frac{7,27\text{m/sg}}{\sqrt{9,81\text{m/sg}^2 \times 0,18\text{m}}} \right) = 5,47$$

Se busca este valor  $F_1$  a  $h/Y_1$  en la tabla de Foster y Skrinde. Figura No 10



**Figura No. 10.** Relaciones analíticas entre F y  $h/Y_1$ , para un vertedero de cresta ancha ( Foster y Skrinde)

Para  $F_1 = 5,47$  se tiene que  $h/Y_1 = 2,5$  , entonces:

$$h = 2,5 \times (Y_1) = 2,5 \times (0,18\text{m}) = 0,45\text{m}$$

Calculo de la altura del agua sobre el dentellón  $Y_2$

$$2,667 \times F_1 \times \left[ 1 + \left( \frac{h}{Y_2} \right) \right] = \left[ \frac{Y_2}{Y_1} - \frac{h}{Y_1} \right]^3$$

Le dan valores a  $Y_2$ , entonces la ecuación 1 y ecuación 2 debe ser igual y el valor dado  $Y_2$  es el valor correcto.

$$2,667 \times 5,47 \times \left[ 1 + \left( \frac{0,45\text{m}}{Y_2} \right) \right] = \left[ \frac{Y_2}{0,18} - \frac{0,45}{0,18} \right]^3$$

$$8,2\text{m} = 8,2\text{m}$$

$$Y_2 = 0,95\text{m}$$

$$Q_{\text{max}} = 1,97\text{m}^3\text{sg}$$

Calculo  $Y_3$  (lamina después del dentellón)

$$Y_3 = \left[ \frac{(2 \times Y_2 + h)}{3} \right]$$

$$Y_3 = \left[ \frac{(2 \times 0,95\text{m} + 0,45\text{m})}{3} \right] = 0,78\text{m}$$

Se debe cumplir  $h < Y_3 < Y_2$

$$0,45\text{m} < 0,78\text{m} < 0,95\text{m} \text{ O.K}$$

Longitud del pozo

$$L = 5 * (h + Y_3)$$

$$L = 5 * (0,45\text{m} + 0,78\text{m}) = 6,15\text{m}$$

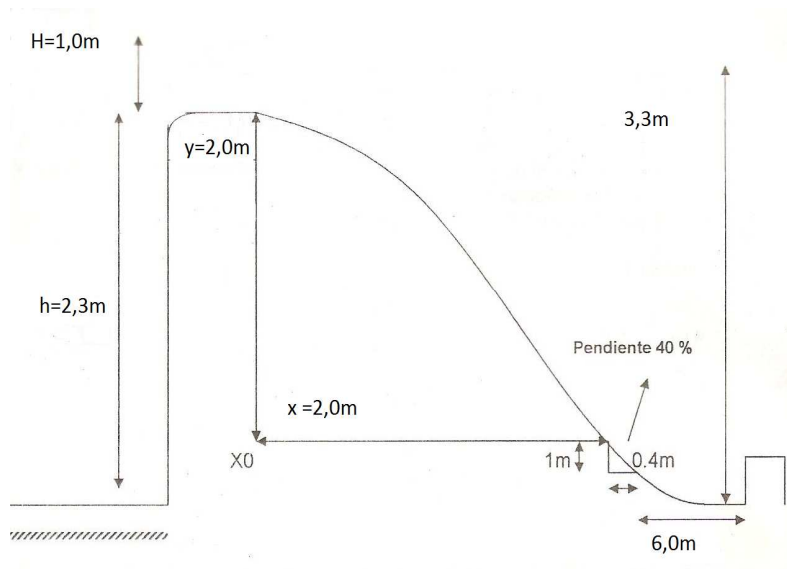
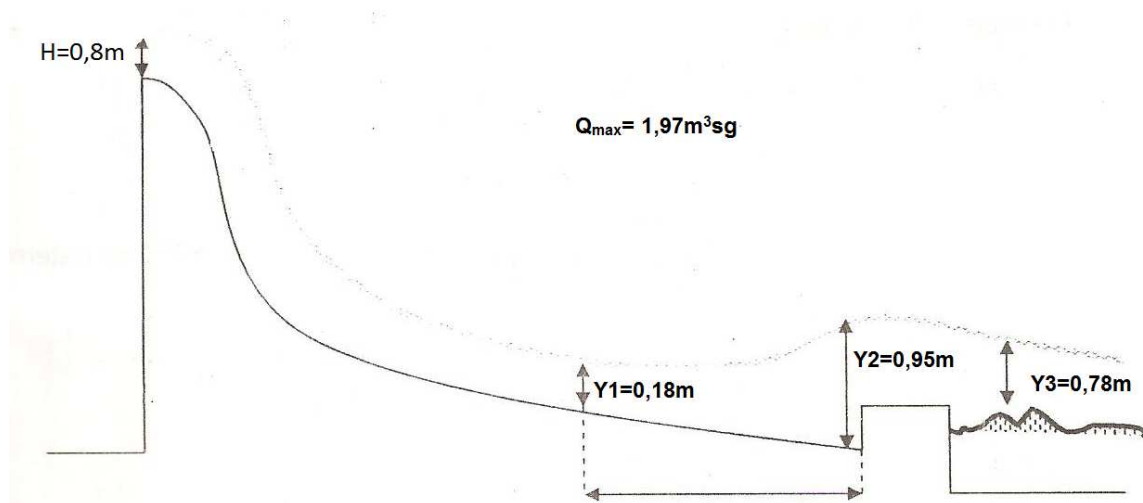


Figura No. 11 Diseño del Pozo de Amortiguación.

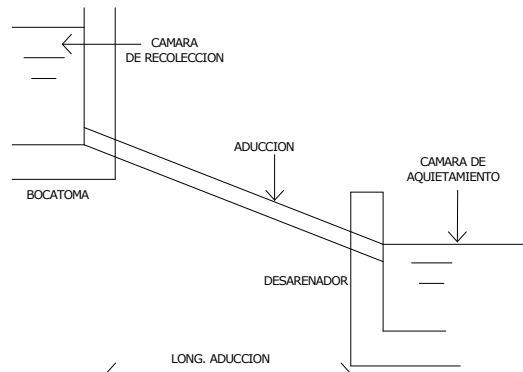


**Figura No. 12** Esquema Pozo de Amortiguación

## 5.0 DISEÑO LÍNEA DE CONDUCCIÓN BOCATOMA – DESARENADOR

Para el diseño se tendrá en cuenta las siguientes características:

Cota salida de la bocatoma	=	211,580
Cota llega al desarenador	=	198,570
Longitud de aducción	=	92,581 m



**Figura No. 13** Conducción Bocatoma – Desarenador (López Cualla, 1995)

Diferencia de altura = 13,01m

Pendiente = 14,05%

Para conductos con flujo por gravedad se emplea la ecuación de Manning para el cálculo del diámetro (D). Es un flujo libre, como un alcantarillado. Donde:

$$D = 1,548 \times \left( \frac{n \times Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

n( plástico) = 0,010

Q = Caudal a conducir (m<sup>3</sup>/sg)

S = Pendiente desde la bocatoma hasta el desarenador

$$D = 1,548 \times \left( \frac{0,010 \times 0,003 \text{ m}^3/\text{sg}}{0,14^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,04501 \text{ m} = 1,77" \text{ (aprox 2")}$$

**D = 2 Pulg**

## 6.0 DISEÑO DESARENADOR

### Condiciones de la tubería de entrada

$$Q = 0.00148 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$D = 2'' (0,051\text{m})$$

### Condiciones del desarenador

Remoción de partículas Diámetro de partícula (d) 0,05 mm (Arena fina)  
(según aguas del Huila)

Temperatura (T) 18 °C)

Viscosidad cinemática ( $\mu$ ) 0,01059 (cm<sup>2</sup>/sg)

(Tabla 9.2 libro Ricardo lopez Cualla)

Grado de remoción 2.75 con 87,5%

Relación longitud: ancho 3:1

Densidad de las arenas ( $\rho_s$ ) 2,65 gr/cm<sup>3</sup>

Densidad del agua ( $\rho$ ) 1,00 gr/cm<sup>3</sup>

Aceleración de la gravedad 981 cm/sg<sup>2</sup>

Profundidad útil del desarenador 1,5 m

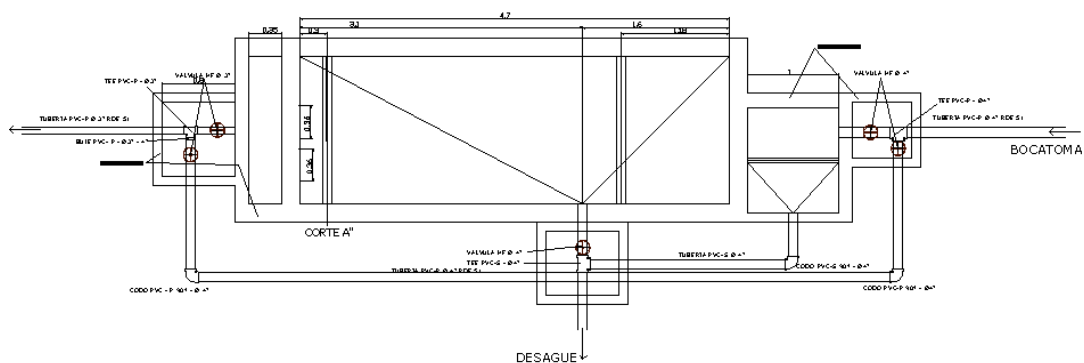


Figura No. 14 Desarenador – Planta (López Cualla, 1995)

En la figura No. 12., se muestra la vista de planta del desarenador a construir, las partes que constituyen el desarenador.

### **Velocidad de sedimentación**

Según la teoría de la sedimentación por Hazen y Stokes, e empleada por, López Cualla, 1995 para determinar la sedimentación, la ecuación es:

$$V = \left( \frac{g}{18} \times \frac{\rho_s - \rho}{\mu} \right) * d^2$$

$$V_s = \left( \frac{981 \text{cm/sg}^2}{18} \times \frac{2,65 \text{g/cm}^3 - 1,00 \text{g/cm}^3}{0,01059 \text{cm}^2/\text{sg}} \right) * (0,05 \text{mm})^2 = 0,212 \text{cm/sg}$$

### **TIEMPO QUE TARDA LA PARTICULA EN LLEGAR AL FONDO:**

Según López Cualla, 1995:

$$Tr = \left( \frac{H_u}{V_s} \right)$$

$$Tr = \left( \frac{1,5 \text{m}}{0,212 \text{cm/sg}} \right) = 707,55 \text{sg}$$

### **Periodo de retención hidráulico**

( $\theta$ ), según López Cualla, 1995:

$$\theta = 2,75 \times Tr$$



$$\theta = 2,75 \times 707,55 = 1945,76 \text{ sg} = 0,54\text{Hr}$$

**Parámetro**

$$0,5\text{Hr} \leq \theta \leq 4 \text{ Hr} = 0,5 \text{ Hr} \leq 0,53 \leq 4 \text{ Hr} \text{ O.K}$$

**Volumen del tanque**

Según López Cualla, 1995 :

$$V_D = (Qd \times \theta)$$

$$V_D = (0,00148\text{m}^3/\text{sg} \times 1945,76\text{sg}) = 2,9\text{m}^3$$

**Área de la superficie del tanque**

Según López Cualla, 1995:

$$A_s = \left( \frac{V}{H} \right)$$

$$A_s = \left( \frac{2,7\text{m}^3}{1,5\text{m}} \right) = 1,8\text{m}^2$$

## 6.1 DIMENSIONES DEL TANQUE

Según López Cualla, 1995:

$$L: B = 3:1$$

L=Largo, B=Ancho

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{3}}$$

$$B = \sqrt{\frac{1,8\text{m}^2}{3}} = 0,77\text{m} \approx 0,8\text{m}$$

$$L = 4 \times B$$

$$L = 3 \times 0,8\text{m} = 2,4\text{m}$$

**Carga hidráulica superficial para el tanque será:**

Según López Cualla, 1995

$$q = \left( \frac{Q}{A_s} \right)$$

$$q = \left( \frac{0,00148\text{m}^3/\text{sg}}{1,9\text{m}^2} \right) = 0,000777895\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{sg} = 67,30\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

**Velocidad crítica**

Según López Cualla, 1995:

$$V_o = q = 0,00077895\text{m}/\text{sg} = 0,078\text{cm}/\text{sg}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{V \times 18 \times \mu}{g \times (\rho_s - \rho)}}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{0,078\text{cm}/\text{sg} \times 18 \times 0,01059\text{cm}^2/\text{sg}}{981\text{cm}/\text{sg}^2 \times (2,65\text{gr}/\text{cm}^3 - 1,00\text{gr}/\text{cm}^3)}} = 0,0030\text{cm} = 0,03\text{mm}$$

Bajo las condiciones teóricas se removerá partículas hasta un diámetro de 0.03mm

**Velocidad horizontal**

Según López Cualla,

$$V_h = \left( \frac{Qd}{H*B} \times 100 \right)$$

$$V_h = \left( \frac{0,00148\text{m}^3/\text{sg}}{1,5\text{m} * 0,8\text{m}} \times 100 \right) = 0.123\text{cm}/\text{sg}$$

### Velocidad horizontal ( $V_{h\max}$ )

Según López Cualla, 1995:

$$V_h = 20 \times V_s$$

$$V_h = 20 \times 0,212\text{cm}/\text{sg} = 4,24\text{cm}/\text{sg}$$

### Velocidad de resuspensión máxima

Según López Cualla, 1995:

$$V_r = \sqrt{\left( \frac{8 \times k}{f} \times g (\rho_s - \rho) \times d \right)}$$

Donde:

$$k = 0,04$$

$$f = 0,03$$

$$V_r = \sqrt{\left( \frac{8 \times 0,04}{0,03} \times 981\text{cm}/\text{sg}^2 \left( (2,65\text{gr}/\text{cm}^3 - 1,00\text{gr}/\text{cm}^3) \right) \times 0,005\text{cm} \right)} = 9,29\text{cm}/\text{sg}$$

## 6.2 CÁLCULOS DE LOS ELEMENTOS DEL DESARENADOR

$$\text{Longitud útil del desarenador} = 2,4\text{m}$$

$$\text{Profundidad útil del desarenador} = 1.5\text{m}$$

Ancho del desarenador	= 0,8m
Borde libre	= 0.15m

### Vertedero de salida

Según López Cualla, 1995:

Tirante ( $H_v$ )

$$H_v = \left( \frac{Q}{1,84 \times B} \right)^{2/3}$$

$$H_v = \left( \frac{0,00142 \text{m}^3/\text{sg}}{1,84 \times 0,8\text{m}} \right)^{2/3} = 0,01\text{m}$$

Vertedero de salida ( $V_v$ )

$$V_v = \left( \frac{Q}{B \times H_v} \right)$$

$$V_v = \left( \frac{0,00142 \text{m}^3/\text{sg}}{0,8\text{m} \times 0,01\text{m}} \right) = 0,1775\text{m}/\text{sg}$$

### Cámara de salida

Según López Cualla, 1995:

$$X_s = 0,36(V_v)^{2/3} + 0,60(H_v)^{4/7}$$

$$X_s = 0,36(0,1775\text{m}/\text{sg})^{2/3} + 0,60(0,01\text{m})^{4/7} = 0,16\text{m} \Rightarrow L_v 0,35\text{m}$$

### Pantalla de entrada

Según López Cualla, 1995:

Profundidad (Hpe)

$$H_{pe} = \frac{H}{2}$$

$$H_{pe} = \frac{1,5m}{2} = 0,75m$$

Distancia a la cámara de quietamiento (Dve)

$$D_{ve} = \frac{L}{4}$$

$$D_{ve} = \frac{2,4m}{4} = 0,6m$$

### **Pantalla de salida**

Según López Cualla, 1995:

Profundidad (Hps)

$$H_{ps} = \frac{H}{2}$$

$$H_{ps} = \frac{1,5m}{2} = 0,75m$$

Distancia al vertedero de salida (Dvs)

$$D_{vs} = 15 * H_v$$

$$D_{vs} = 15 * 0.01m = 0.15m$$

## **6.3 ALMACENAMIENTO DE LODOS**

Según López Cualla, 1995:

### **Profundidad máxima**

Relación longitud profundidad lodos = 10

Profundidad máxima =  $2,4/10 = 0,24\text{m}$

Profundidad mínima =  $0,14\text{m}$

Distancia pto de salida a la cámara de quietamiento (Dpsc)

$$Dpsc = \frac{L}{3}$$

$$Dpsc = \frac{2,4\text{m}}{3} = 0,8 \text{ m}$$

Distancia pto de salida al vertedero de salida (Dpsv)

$$Dpsv = \left( \frac{2 \times L}{3} \right)$$

$$Dpsv = \left( \frac{2 \times 2,4\text{m}}{3} \right) = 1,6\text{m}$$

Pendiente Transversal

$$PT = \frac{0,4\text{m}}{B}$$

$$PT = \frac{0,1\text{m}}{0,8\text{m}} = 0,125 = 12,5\%$$

Pendiente longitudinal en (L/3)

$$PL (L/3) = \left( \frac{0,1\text{m}}{Dpsc} \right)$$

$$PL (L/3) = \left( \frac{0,1\text{m}}{0,8 \text{ m}} \right) = 0,125 = 12,5\%$$

Pendiente longitudinal en (2L/3)

$$PL(2L/3) = \left( \frac{0,1\text{m}}{Dpsv} \right)$$

$$PL(2L/3) = \left( \frac{0,1\text{m}}{1,6\text{m}} \right) = 0,0625 = 6,25\%$$

### **Cámara de quietamiento entrada y salida**

Según López Cualla, 1995:

Profundidad

$$\text{Prof} = \frac{H}{3}$$

$$\text{Prof} = \frac{1,5\text{m}}{3} = 0,5\text{m}$$

Ancho

$$\text{Ancho} = \frac{B}{3}$$

$$\text{Ancho} = \frac{0,8\text{ m}}{3} = 0,27\text{m} \approx 0,30\text{m}$$

Largo

Se adopta un largo de **1m**

## **7.0 REDES DE DISTRIBUCIÓN**

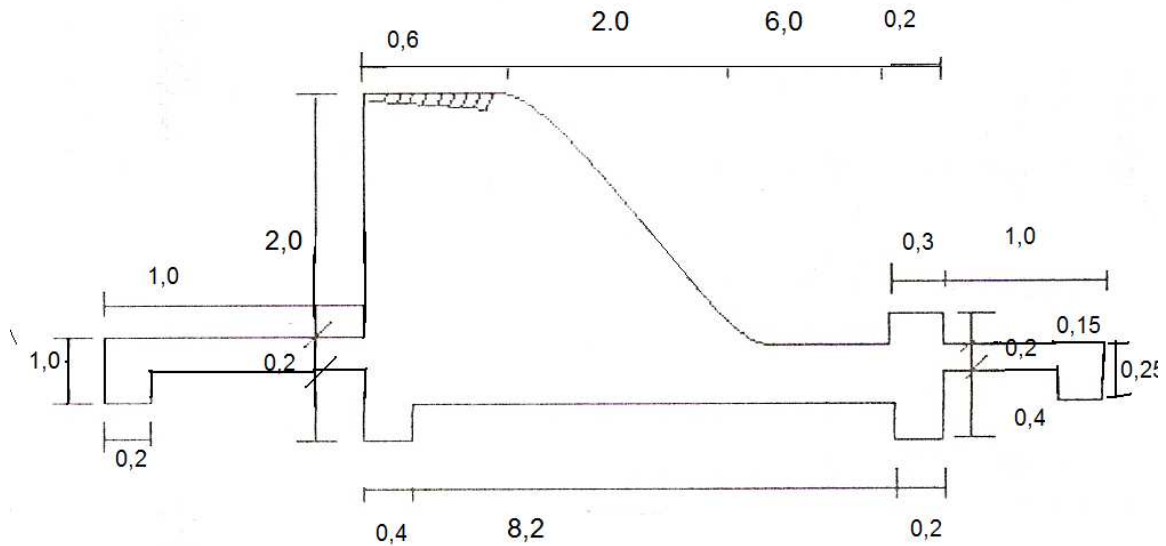
Son las tuberías encargadas de suministra el agua hasta los puntos de consumo, garantizando que en todos los puntos exista el caudal preciso, presión conveniente y calidad del agua requerida.

Para el diseño de la red de distribución se tomó en cuenta los consumos de agua por dependencia, como son casas fiscales, baños, lavandería etc. Por simple inspección se sabe que los diámetros se reducirán en la medida que los caudales vayan disminuyendo, teniendo en cuenta que se trata de una red abierta.

En los cuadros hidráulicos anexos se establecen todas las condiciones hidráulicas de las tuberías a utilizar, así como en los planos se puede observar los perfiles con las líneas de energía y toda la distribución con las especificaciones técnicas.



## 8.0 DISEÑO ESTRUCTURAL

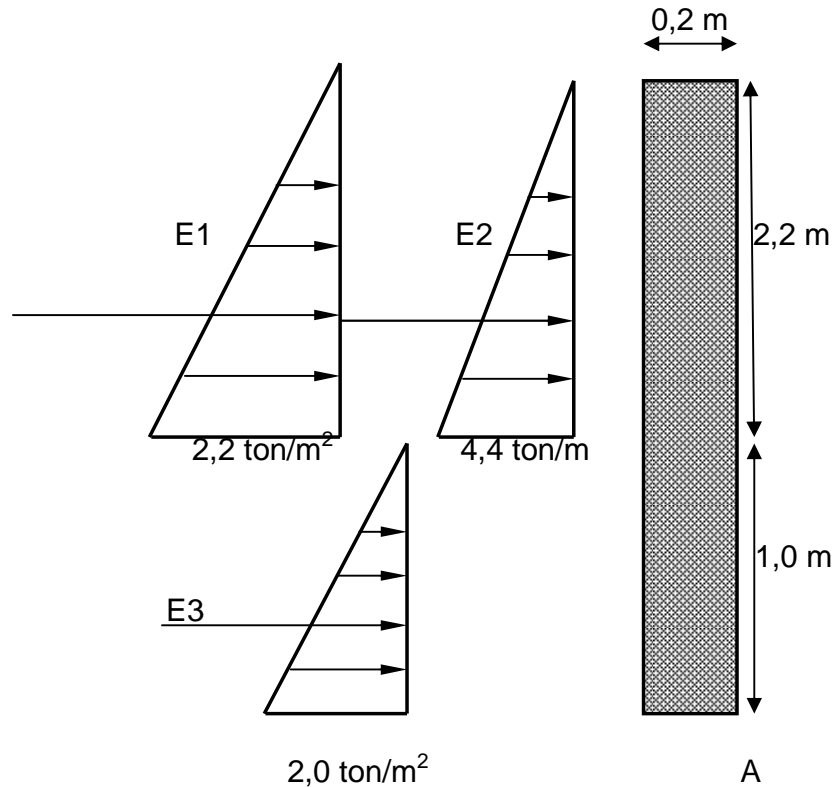


### DATOS

Ancho de la bocatoma	=	1,5 m
Resistencia del concreto	=	3000 PSI
Densidad del suelo	=	2,0 ton/m <sup>3</sup>
Densidad del agua	=	1,0 ton/m <sup>3</sup>
Densidad del concreto	=	2,4 ton/m <sup>3</sup>
Altura adicional de los muros de crecidas	=	0,2 m

## 8.1 MURO FRONTAL

Se desprecia el peso de la presa, para obtener la situación mas critica a la que puede estar sometida la estructura, adicionalmente se mayor el empuje del agua tres veces para representar el impacto del agua; actuando simultáneamente los dos empujes.



$$MA = \{(4,40 \times 2,2) / 2 \times (1,0 + 2,2/3) + 3 \times (2,2 \times 2,2) / 2 \times (1,0 + 2,2/3) + ((1,0) \times 2,0) / 2 \times (1,0 \times 1,0/3)\} - \{(0,2) \times 3,2 \times 2,4 \times 1,0 \times 0,2/2\}$$

$$MA = 8,39 + 12,58 + 0,33 - 0,15 = 21,15 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\text{Momento ultimo de diseño } Mu = Ma \times 1,8$$

$$Mu = 2115 \text{ Ton} - \text{cm} \times 1,8 = 3807 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$Mu = \phi As \cdot Fy \cdot (da/2)$$

$$Mu = K \times bd^2$$

b = Ancho de la franja = 100cm

d = Altura efectiva del muro =30cm

Para  $F_y = 4200 \text{ K/cm}^2$   $F'_c = 210 \text{ K/cm}^2$

$K = M_u / bd^2 = 0.0423$   $\rho = 0,013$

$A_s = \rho bd = 0.013 \cdot 100 \cdot 30 = 39 \text{ cm}^2$

1 barra # 8 cada 8cm

$MB = \{(3,2 \times 3,2) / 2 \times 1,0 \times (3,2 / 3) \times 3\} - (2,4 \times 0,2 \times 3,2 \times 1,0 \times 0,2 / 2)$

$MB = 16,38 - 0,15 = 16,23 \text{ Ton} - \text{m}$

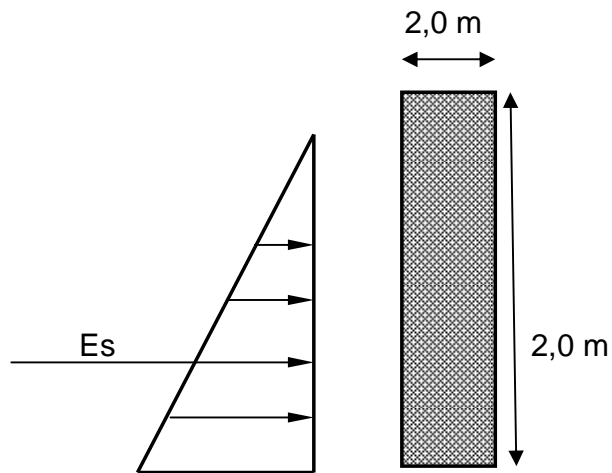
$M_u = 1623 \times 1,8 = 2921,4 \text{ Ton} - \text{cm}$

$\rho = 0,01$

$A_s = 30,0 \text{ cm}^2$

1 barra # 8 cada 14 m

### 8.1.1 CAMARA DERIVADORA



$$M_c = \{2,0 \times 2)2,0/2 \times 2,0/3 \times 1.0) - 2,0 \times 0,2 \times 2,4 \times 0,2/2\}$$

$$M_c = 2,667 - 0,096 = 2,57 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_u = M_c * 1,8$$

$$M_u = 1807,5 \text{ Ton} - \text{cm}$$

$$P_{min} = 14 / F_y = 0,0053$$

$$A_s = 0,0053 \times 16 \times 100 = 8,48 \text{ cm}^2$$

1 barra # 4 cada 0,15 m

#### HIERRO POR RETRACCIÓN Y FRAGUADO

Se utiliza varillas en refuerzo de 1/2" entonces  $\rho = 0,0033$

Para muros espesor 20 cm

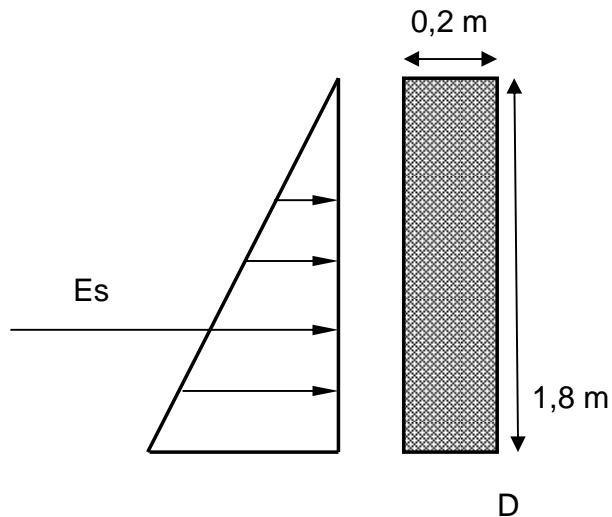
$$A_s = 0,0033 \times 100 \times 16 = 5,28 \text{ cm}^2$$

1 barra # 4 cada 15 cm

## 8.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DESARENADOR

### 8.2.1 MUROS LATERALES PRINCIPALES

El caso más crítico se presenta cuando el desarenador está vacío.



$$MD = \left\{ (1,8 \times 2,0 \times 1,8) / 2 \times 1,0 \times 1,8 / 3 - (2,4 \times 0,2 \times 1,8 \times 1,0 \times 0,2 / 2) \right\}$$

$$MD = 1,944 - 0,0864 = 1,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$Mu = 1,86 * 1,8 = 3,348 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$K = 0,013$$

$$\rho = 0,004$$

$$As = 6,4 \text{ cm}^2$$

1 # 4 cada 20 cm

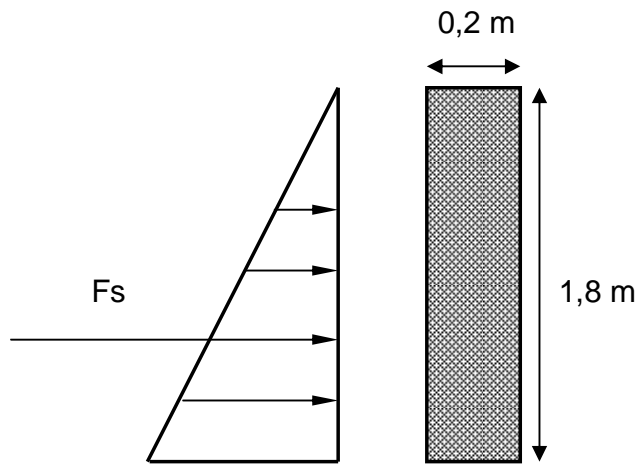
Refuerzo de retracción y fraguado: con cuantía mínima de 0.002

$$As = 0,002 * 100 * 20$$

$$As = 4 \text{ cm}^2,$$

1 barra # 3 C 20cm

## 8.2.2 MUROS CARA INTERIOR



Caso crítico cuando el desarenador se encuentra lleno, sin tener en cuenta el empuje del suelo en la cara exterior.

$$F_y = 4200 \text{ K/cm}^2 \quad F'_c = 210 \text{ K/cm}^2$$

$$F_s = \phi * h^2 / 2 = 1,0 * 1,8^2 / 2 = 1,62 \text{ Ton - m}$$

$$M_a = 1,62 * 0,6 = 0,97 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 1,8 * 0,97 = 1,75 \text{ Ton-m}$$

$$K = M_u / b * d^2 = 1,75 / 100 * 1,6^2 = 0,007$$

$$P = 0,0033$$

$$A_s = 6,6 \text{ cm}^2$$

1 # 4 cada 20 m

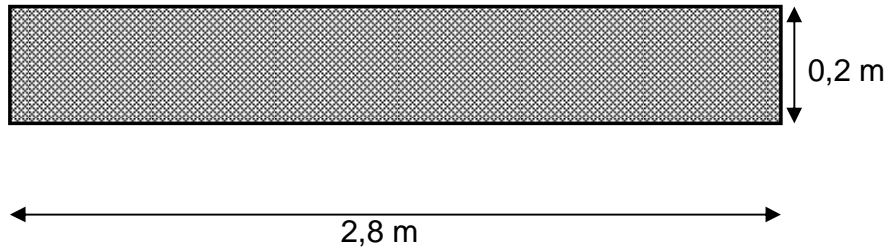
Refuerzo de retracción y fraguado: con cuantía mínima de 0.002

$$A_s = 0,002 * 100 * 20$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2, \quad 1 \text{ barra } \# 3 \text{ C } 20\text{cm}$$

### 8.2.3 CALCULO DE LA PLACA DE FONDO

Se considera el caso más crítico cuando el desarenador está lleno



#### ANÁLISIS DE CARGAS

Muros:  $7,2 \times 0,2 \times 1,8 \times 2,4 = 6,22$  ton

Tapa:  $2,8 \times 1,2 \times 0,1 \times 2,4 = 0,81$  ton

Agua :  $1,5 \times 0,8 \times 2,4 \times 1 = 2,88$  ton

Peso propio:  $2,8 \times 1,2 \times 0,2 \times 2,4 = 1,61$  ton

Cargas muertas: 11,52 ton

Caras vivas:  $2,8 \times 1,2 \times 0,25 = cv = 0,84$  ton

Carga ultima mayorada =  $1,4 \times 11,52 + 1,7 \times 0,84$

$W_u = 17,56$  ton

$W_u / m^2 = 5,22$  ton / m<sup>2</sup>

Tomando franja de 1m de ancho

$W_u = 5,22$  ton/ml

$M_u = W_u \cdot L^2 / 8 = 5,11$

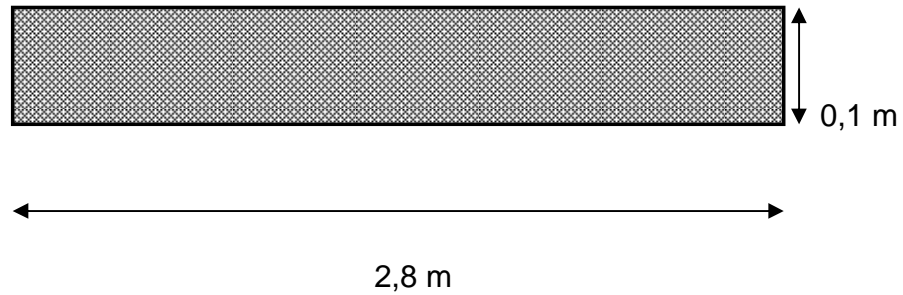
$K = 0,023 \quad \rho = 0,007 \quad A_s = 10,5$  cm<sup>2</sup>

1 barra # 5 cada 17 cm

Acero de retracción y fraguado  $A_s = 4,0$  cm<sup>2</sup>

1 barra # 3 cada 20 cm

## 8.2.4 CÁLCULO DE LA TAPA DEL TANQUE



### ANÁLISIS DE CARGAS

Peso propio:  $2,8 \times 1,2 \times 0,1 \times 2,4 = 0,81$  ton

$C_m = 0,81$  ton

$C_v = 1,8 \times 0,8 \times 0,25 = 0,36$  ton

Carga ultima mayorada =  $W_u = 1,75$  ton

$W_u / m^2 = 0,52$  ton/m<sup>2</sup>

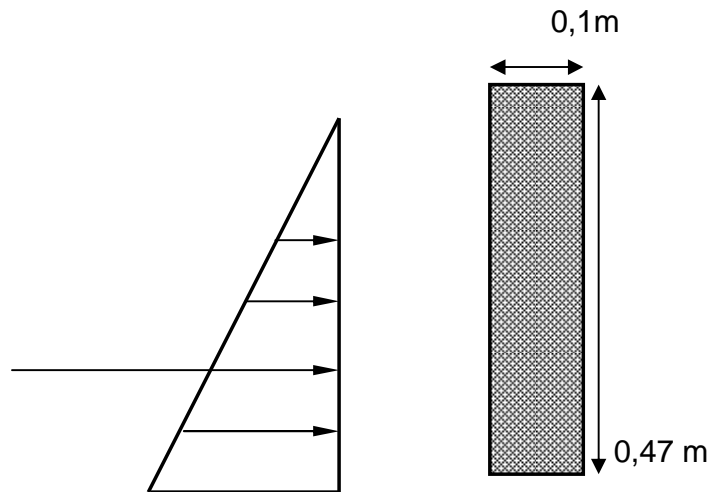
$M_u = 0,51$  ton – m       $K = 0,002$        $\rho = 0,0018$

$A_s = 2,25$  cm<sup>2</sup>

1 barra # 3 cada 30 cm



### 8.2.3 CALCULO CÁMARA DE AQUIETAMIENTO



#### MURO

$$Ea = \phi^* h^2 / 2 = 1.0 \times 0.47^2 / 2 = 0.11 \text{ ton}$$

$$Ma = 0.11 \times 0.02 = 0.02 \text{ ton - m}$$

$$Mu = 1.8 \times 0.02 = 0.4 \text{ ton - m}$$

$$K = 0.00082 \quad \rho = 0.0033 \quad As = 2.31 \text{ cm}^2$$

1 barra # 3 cada 30 cm

#### PLACA DE FONDO

$$\text{Peso muro} = 3.0 \times 0.48 \times 0.1 \times 2.4 = 0.34 \text{ ton}$$

$$\text{Tapa} = 1.2 \times 0.32 \times 0.1 \times 2.4 = 0.09 \text{ ton}$$

$$\text{Agua} = 1 \times 0.3 \times 0.5 \times 1.0 = 0.15 \text{ ton}$$

$$\text{Carga muerta} = 0.58 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva} = 1 \times 0.3 \times 0.25 = 0.075 \text{ ton}$$

$$\text{Carga ultima mayorada} = 0.94 \text{ ton}$$

$$Wu/m^2 = 3.13 \text{ ton/ml}$$

$$Mu = WuxL^2/8 = 0.39 \text{ ton - m}$$

$$K = 0.0017 \quad \rho = 0.0033 \quad As = 2.31 \text{ cm}^2$$

1 barra # 3 cada 30 cm

## 9.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se diseñó el proyecto ajustado a los parámetros en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, RAS 2000, en lo referente a lo hidráulico y las normas colombianas de diseño y construcción sismoresistente NSR – 98, para el diseño estructural.

El caudal de diseño en la bocatoma se estimó en  $0,0044\text{m}^3/\text{sg}$  y para el consumo medio diario fue de  $1,13\text{Lt}/\text{sg}$ , ajustado a las normas RAS y de acuerdo con las condiciones ambientales de la zona.

Dentro del diseño no se incluyó el tanque de almacenamiento ya que la precipitación en esta zona es bastante alta, no necesitando que este regule la cantidad de agua en las horas de mayor y menor consumo.

Aunque los costos para la construcción del acueducto sean altos debido al transporte, se recomienda hacer partícipe a los infantes de marina aportando mano de obra no calificada, para disminuir costos.

Para construcción del acueducto se deben seguir el diseño, presentado el cual consta de una memoria técnica, cálculos hidráulicos, estructurales y planos.

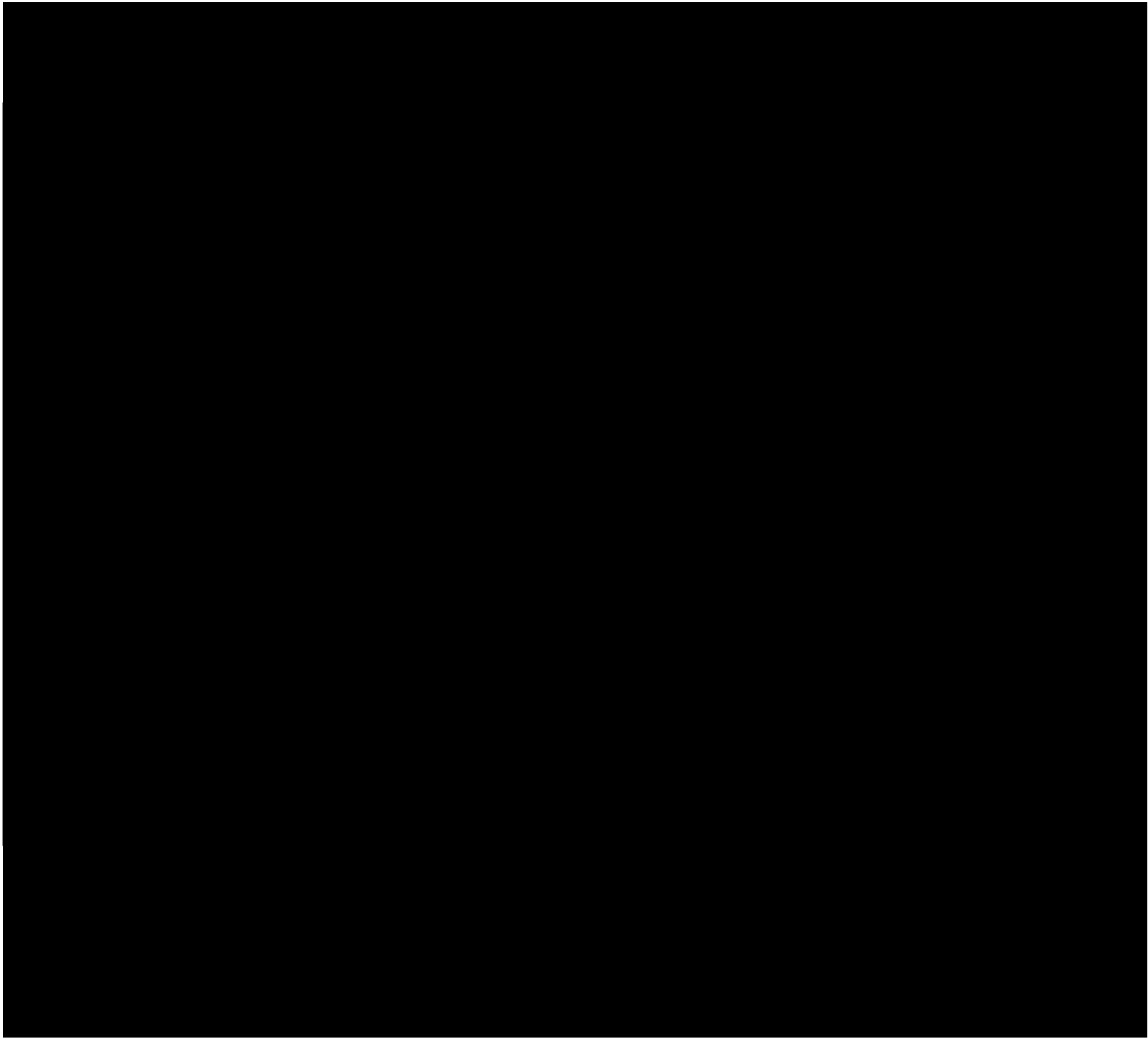
Con la construcción del acueducto se dará solución a la conducción de agua potable garantizándose calidad y eficiencia, evitando la utilización de prácticas inadecuadas e insuficientes.

Se recomienda dejar un suboficial encargado de velar por el mantenimiento del acueducto, para su buen funcionamiento y conservación.

## BIBLIOGRAFÍA

- ® **CARDOZO QUINTERO, diego armando.** Diseño del sistema de acueducto para la vereda bajo encanto del municipio de acevedo-huila. 2009. Tesis (Ingeniero Agrícola). Universidad Surcolombiana. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Agrícola.
  
- ® **CORCHO ROMERO, Freddy Hernán y DUQUE SERNA, José Ignacio.** Acueductos: Teoría y Diseño.
  
- ® **LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo.** Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Febrero de 1995.
  
- ® **PAVCO,** Catalogo de tuberías y accesorios presión PAVCO. Santa Fe de Bogota: s.e. 2005.
  
- ® **REPUBLICA COLOMBIANA,** Código Colombiana de Construcciones Sismorresistentes N.S.R. Santa Fé de Bogota: s.e., 1998.
  
- ® **SALGADO MOSQUERA, Oscar Iván.** Diseño del Acueducto Regional para las Veredas La Unión, la Victoria y Cristo Rey en el Municipio de Acevedo Departamento del Huila, 2006. Tesis (Ingeniero Agrícola). Universidad Surcolombiana. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Agrícola.

# ANEXOS



## ANEXO B. TABLAS PARA EL CÁLCULO DEL DESARENADOR

**TABLA. PORCENTAJE DE REMOCIÓN**

Condiciones	87,50%	80%	75%	70%	65%	60%	55%	50%
n = 1	7,00	4,00	3,00	2,30	1,80	1,50	1,30	1,00
n = 3	2,75		1,66					0,76
n = 4	2,37		1,52					0,73
Máximo teórico	0,88		0,75					0,50

n = 1 Deflectores deficientes

n = 3 Deflectores buenos

Deflectores muy

n = 5 - 8 buenos

Fuente (López Cualla, 1995)

**TABLA. VISCOSIDAD CINEMÁTICA DEL AGUA**

Temperatura °C	Viscosidad cinemática (cm <sup>2</sup> /sg)	Temperatura °C	Viscosidad cinemática (cm <sup>2</sup> /sg)
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 (López Cualla, 1995)

**TABLA. CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL EN SUSPENSIÓN SEGÚN SU TAMAÑO**

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

Fuente (López Cualla, 1995)



**ANEXO C TABLA DE FLEXIÓN PARA CONCRETO  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$**

$\rho$	$a/d$	K
0,0018	0,0424	0,0067
0,0020	0,0471	0,0074
0,0025	0,0588	0,0092
0,0030	0,0706	0,0109
0,0033	0,0776	0,0120
0,0035	0,0824	0,0127
0,0040	0,0941	0,0144
0,0045	0,1059	0,0161
0,0050	0,1176	0,0178
0,0055	0,1294	0,0194
0,0060	0,1412	0,0211
0,0065	0,1529	0,0227
0,0070	0,1647	0,0243
0,0075	0,1765	0,0258
0,0080	0,1882	0,0274
0,0085	0,2000	0,0289
0,0090	0,2118	0,0304
0,0095	0,2235	0,0319
0,0100	0,2353	0,0334
0,0105	0,2471	0,0348
0,0110	0,2588	0,0362
0,0115	0,2706	0,0376
0,0120	0,2824	0,0390
0,0125	0,2941	0,0403
0,0130	0,3059	0,0416
0,0135	0,3176	0,0429
0,0140	0,3294	0,0442
0,0145	0,3412	0,0455
0,0150	0,3529	0,0467
0,0155	0,3647	0,0479
0,0160	0,3741	0,0489

Fuente (N.S.R, 1998)

**TABLA ÁREA Y PESO DEL ACERO**

BARRA N°	2	3	4	5	6	7	8
DIÁMETRO	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1
ÁREA Cm <sup>2</sup>	0,32	0,71	1,29	2	2,84	3,87	5,1
PESO/m	0,253	0,566	1	1,554	2,24	3,04	4

Fuente (Acesco, 1999)

**ANEXO D. TABLA DE PRESIONES DE TUBERÍA SEGÚN RDE**

<b>RDE</b>	<b>PSI</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>m. Col Agua</b>	<b>Diámetro Nominal (Pulg.)</b>
9	500	35,15	351,5	1/2
11	400	28,12	281,2	3/4
13,5	350	22,14	221,4	1/2
21	200	14,06	141	3/4, 1, 1 1/4, 1 1/2
26	160	11,25	113	2, 2 1/2, 3, 4, 6
32,5	125	8,79	88	2, 2 1/2, 3, 4, 6, 8
41	100	7,03	70	2, 2 1/2, 3, 4, 6, 8
51	80		56,22	2,3, 4, 6, 8, 10, 12

Fuente (Catalogo de tuberías y accesorios a presión PAVCO, 2005)

